



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Departamento de Engenharia Civil

Análise, Dimensionamento e Optimização de uma Cúpula Metálica

Nelson de Jesus Vieira

Dissertação apresentada na Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade Nova de Lisboa para a obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil – Estruturas e Geotecnia

Júri:

Presidente: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra

Orientador: Professor Doutor João Rocha de Almeida

Vogal: Professor Doutor Rodrigo Moura Gonçalves

Junho 2010

“O conhecimento torna a alma jovem e diminui a amargura da velhice.

Colhe, pois, a sabedoria.

Armazena suavidade para o amanhã”

Leonardo da Vinci.

AGRADECIMENTOS

Não ponho sequer em causa o peso que as pessoas mais próximas tiveram para a realização deste trabalho. Sei que, em parte, este trabalho e toda a minha formação que me permitiu realizá-lo se deve também a elas. É, por isso, muito importante para mim dedicar este espaço para lhes agradecer, já que em tanto contribuíram para a posição onde me encontro hoje. Quero agradecer:

A todos os professores que me ajudaram mas em especial ao meu orientador, Professor Rocha de Almeida, pelos esclarecimentos, muitas vezes fora do horário de expediente, que me ajudaram bastante.

À minha mãe, Maria Lucília, por me ter apoiado em todos os momentos, alguns mais difíceis que outros, e por tornar tudo mais fácil. Obrigado mãe.

Ao meu pai, Rogério Vieira, pelas conversas que tivemos e por, tal como a minha mãe, ter estado sempre presente e ter vivido este momento comigo.

À minha namorada e melhor amiga, Inês Marques, pela dedicação que mostrou para comigo, pela força e carinho que me deu.

Aos meus colegas da FCT que, de uma maneira ou outra, tanto me ajudaram.

Aos meus amigos em geral que contribuíram para a minha boa disposição e moral.

RESUMO

Este trabalho consiste num estudo da análise e dimensionamento de cúpulas metálicas. Foi dada preferência ao sistema estrutural Schwedler, dado ser dos mais utilizados na construção metálica.

A parte prática deste trabalho encontra-se dividida em dois pontos fulcrais, sendo o primeiro relativo à influência do tipo e distribuição dos vários elementos estruturais da cúpula e o segundo referente ao seu dimensionamento e verificação de segurança utilizando um programa de cálculo automático.

Durante a análise foi dada ênfase à influência que as ligações costelas/anéis, tipo de contraventamento e tipo de apoios têm, na distribuição de esforços da estrutura estando a cúpula solicitada pela combinação de cargas mais gravosa. As combinações de acções, assim como as acções foram igualmente definidas, com aplicação a cúpulas, respeitando os Eurocódigos 0 e 1, respectivamente.

O dimensionamento e verificação de segurança foram realizados automaticamente pelo SAP2000 usando a sua memória de cálculo com base no Eurocódigo 3 – 2005, a qual se expõe igualmente no trabalho. Teve-se também como objectivo colmatar as incertezas relativas à eficiência do dimensionamento através de programas de cálculo automático, razão pela qual se salientam as simplificações de cálculo adoptadas pelo SAP2000, e se apresenta no final uma comparação dos resultados obtidos com uma verificação detalhada com base no Eurocódigo 3.

Palavras-chave: Coberturas metálicas de longo vão; Cúpulas metálicas; Estruturas em aço; Optimização estrutural; Elementos finitos; Análise estrutural; Dimensionamento; Eurocódigo 3.

ABSTRACT

This work is a study of the analysis and design of metal domes. Preference was given to the Schwedler structural system, since it's one of the most used in the construction world.

The practical part of this work is divided into two core subjects, being the first due to the influence of the type and distribution of the various structural elements of the dome and referring the second to its design using an analysis and design software.

During the analysis emphasis was given to the influence that the ribs/rings connections, bracing type and type of supports restraints have on the internal force distribution of the structure when the dome is being requested by the critical load combination. The load combinations, as well as the loads were also defined with application to the dome structures, regarding the Eurocodes 0 and 1, respectively.

The design and safety check were performed automatically using the SAP2000's computation memory regarding the Eurocode 3-2005. This memory is also exposed in this work. Effort was also done to clarify the uncertainties regarding the efficiency of the design through analysis and design softwares, reason why are also emphasized the simplifications adopted by SAP2000 and presented an assessment of the results with a detailed manual verification based on Eurocode 3.

Key-words: Wide-span steel buildings; Steel domes; Steel structure; Finite elements; Structural analysis; Design; Eurocode 3.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	ii
ABSTRACT	iii
ÍNDICE	v
LISTA DE FIGURAS	viii
LISTA DE TABELAS	x
LISTA DE SÍMBOLOS	xii
Letras minúsculas latinas	xii
Letras maiúsculas latinas.....	xiii
Letras minúsculas gregas	xiv
Letras maiúsculas gregas.....	xiv
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Gerais	2
1.2. Objectivos.....	2
1.3. Domínio de Aplicação.....	3
1.4. Metodologia e Organização do Trabalho	3
1.4.1. Metodologia	3
1.4.2. Organização do Trabalho	3
2. Conceitos Teóricos	5
2.1. Considerações Gerais	5
2.1.1. História / Estado da Arte	5
2.1.2. Definição de cúpula	6
2.1.3. Vantagens.....	6
2.1.4. Classificação das cúpulas.....	7
2.1.5. Cúpulas treliçadas	9
2.2. Teorias de Dimensionamento	17
2.2.1. Desenvolvimento do dimensionamento	17
2.2.2. Dimensionamento a partir da experiência.....	17
2.2.3. Teoria da elasticidade	17
2.2.4. Dimensionamento Plástico	18
2.2.5. Dimensionamento a partir da Teoria dos Estados Limite	20
2.2.6. Análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF)	20
2.3. Tipos de Análise.....	21

2.3.1.	Análise Elástica Linear de 1ª ordem	22
2.3.2.	Análise Não Linear	23
2.3.3.	Critérios para a escolha do tipo de análise	24
2.4.	Regulamentação.....	25
2.4.1.	Introdução	25
2.4.2.	Eurocódigo 3.....	26
2.4.3.	Bases de Dimensionamento do Eurocódigo 3.....	27
3.	DISPOSIÇÕES DOS EUROCÓDIGOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CÚPULAS METÁLICAS.....	34
3.1.	Acções	34
3.1.1.	Acções permanentes	34
3.1.2.	Sobrecarga.....	35
3.1.3.	Acção do Vento	36
3.1.4.	Acção da Temperatura	39
3.1.5.	Acção da Neve	40
3.1.6.	Acção Sísmica	40
3.1.7.	Combinações de acções	40
3.2.	Análise de Estruturas Metálicas	42
3.2.1.	Análise Global.....	42
3.2.2.	Análise de primeira ordem verso análise de segunda ordem.....	42
3.2.3.	Ligações entre elementos	44
3.3.	Dimensionamento.....	44
3.3.1.	Estados Limite Últimos.....	44
3.3.2.	Estados Limite de Utilização.....	45
3.3.3.	Verificação ao Esforço Axial	45
3.3.4.	Verificação à Flexão.....	49
3.3.5.	Verificação ao Esforço Transverso	52
3.3.6.	Verificação a Torção	53
3.3.7.	Verificação a Esforços Combinados	53
3.4.	Optimização	55
4.	CASO PRÁTICO: MODELAÇÃO E ANÁLISE DE UMA CÚPULA METÁLICA	56
4.1.	Concepção.....	56
4.2.	Análise estrutural e modelação	58
4.3.	Acções	61

4.3.1.	Acções Permanentes	61
4.3.2.	Sobrecarga de Utilização	61
4.3.3.	Vento	62
4.3.4.	Temperatura.....	71
4.3.5.	Sismo	72
4.3.6.	Combinações de Acções.....	72
4.4.	Modelação no SAP2000	73
4.4.1.	Sobre os elementos usados.....	73
4.4.2.	Geometria, material, secções e ligações entre barras	73
4.4.3.	Carregamento.....	74
4.4.4.	Modelos estruturais	75
4.5.	Análise de resultados	75
4.5.1.	Igualdade de forças verticais.....	76
4.5.2.	Comparação dos deslocamentos máximos	76
4.5.3.	Comparação dos esforços internos das Costelas	79
4.5.4.	Comparação dos esforços internos nos Anéis	88
4.5.5.	Comparação dos esforços nos apoios	94
4.5.6.	Considerações finais.....	98
5.	CASO PRÁTICO: DIMENSIONAMENTO	100
5.1.	Verificação da segurança aos Estados Limite Últimos	100
5.1.1.	Primeira Iteração.....	101
5.1.2.	Segunda Iteração.....	102
5.1.3.	Terceira Iteração	105
5.1.4.	Verificação da segurança.....	107
5.1.5.	Comparação de resultados.....	109
5.2.	Verificação da segurança aos Estados Limite de Utilização	121
6.	CONCLUSÕES	122
6.1.	Recapitulação	122
6.2.	Cúpulas metálicas.....	122
6.3.	Influência das ligações.....	122
6.4.	Influência dos contraventamentos	123
6.5.	Sobre os apoios	123
6.6.	Dimensionamento.....	123
6.7.	Sugestões para a continuação do trabalho	124

ANEXO I – Diagramas de esforços das costelas	125
ANEXO II – Esforços num arco	135
ANEXO III – Algoritmos da memória de cálculo do SAP2000	137
ANEXO IV – Verificação da segurança pelo SAP2000	143
BIBLIOGRAFIA.....	146

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Cúpula metálica do Fórum Almada em Almada.	1
Figura 2 – Igreja de Santa Sofia em Constantinopla	5
Figura 3 – Casca de revolução obtida por rotação de uma curva em torno de um eixo.	6
Figura 4 – Classificação de cúpulas quanto à sua flecha	7
Figura 5 – classificação de cúpula quanto à sua forma em planta.....	7
Figura 6 – Classificação de cúpulas quanto à forma dos meridianos ou “costelas”	8
Figura 7 – Cúpula monolítica nos EUA.	8
Figura 8 – Cúpula reticulada (variação do tipo Schwedler).	9
Figura 9 – Classificação de cúpulas quanto ao vértice.	9
Figura 10 – Exemplo de cúpula nervurada com costelas treliçadas [5].	10
Figura 11 – Cúpula nervurada com costelas com alma cheia [5].	10
Figura 12 – Exemplo de cúpula Schwedler com contraventamento flexível [5].	11
Figura 13 – Comportamento dos contraventamento flexíveis.	11
Figura 14 – Cúpula com malha simples em três direcções [5].	12
Figura 15 – Cúpula com malha dupla em três direcções [5].	12
Figura 16 – Exemplo de Cúpula lamelar [5].	13
Figura 17 – Cúpula lamelar Kiewitt	14
Figura 18 – Louisiana Superdome.	14
Figura 19 – A construção da Cúpula do Planetário Zeiss em Jena, na Alemanha [7].	15
Figura 20 – Argumentações de Fuller sobre a teoria do Tetraedro [8].	15
Figura 21 – Postal da Expo 67 em Montreal mostrando a Biosfera.....	16
Figura 22 – Vista de cima, pormenor do maior andaime jamais realizado.....	16
Figura 23 - Vista do projecto inteiro.	16
Figura 24 - – Alpinista a realizar a manutenção de uma cúpula.	16
Figura 25 – Diagrama tensão-deformação do aço estrutural corrente.	18
Figura 26 – Modelo plástico do comportamento físico do aço.	19
Figura 27 – Modelos do comportamento físico do aço.	23
Figura 28 – Relação carga-deslocamento dos diferentes tipos de análise	24
Figura 29 - Identificação das paredes de uma secção de acordo com o EC3.....	29
Figura 30 – Comportamento de secções à flexão	30
Figura 31 – Convenção de eixos do EC3.....	33
Figura 32 – Distribuição das cargas com vista a obter esforços máximos.	36
Figura 33 – Pressão sobre as superfícies.....	37
Figura 34 – Valores indicativos de $v_{b,0}$ para a Europa (Anexo Nacional do EC1-4).....	38
Figura 35 – Acção da neve ao nível do mar na península Ibérica.	40

Figura 36 – Resultados da análise “ <i>Buckling</i> ” obtidos no SAP2000	43
Figura 37 – Planta da cúpula estudada	56
Figura 38 – Cúpula Schwedler com contraventamentos rígidos.....	57
Figura 39 – Modelo estrutural da cúpula sem contraventamentos com anéis bi-rotulados.....	59
Figura 40 - Modelo estrutural da cúpula sem contraventamentos com anéis bi-encastados. .	59
Figura 41 - Modelo estrutural da cúpula com contraventamentos com anéis bi-rotulados	60
Figura 42 - Modelo estrutural da cúpula com contraventamentos com anéis bi-encastados. .	60
Figura 43 – Valores de <i>cpe</i> a utilizar em cúpulas (Figura 7.12 do EC1-4).	64
Figura 44 – Relação <i>cpi</i> - μ	66
Figura 45 – Divisão em valores de <i>cpe</i> uniformes.....	66
Figura 46 - Valores de <i>cpe</i> admitidos	69
Figura 47 - Variação uniforme de temperatura.	71
Figura 48 - Variação diferencial de temperatura.	72
Figura 49 – Modelo inicial no SAP2000.....	74
Figura 50 – Modelação do carregamento nos pontos extremos.	75
Figura 51 – Ponto 854 com maior deslocamento negativo a azul e ponto 1206 com maior deslocamento positivo a vermelho.....	76
Figura 52 – Barras das costelas cujos esforços internos foram comparados.	79
Figura 53 – Barras dos anéis cujos esforços internos foram comparados.....	88
Figura 54 – Eixos dos apoios em perspectiva.....	94
Figura 55 – Eixos dos apoios em planta.	94
Figura 56 – Apoios cujos esforços foram comparados.	95
Figura 57 – Rácios máximos obtidos na primeira iteração.	102
Figura 58 – Rácios máximos obtidos na segunda iteração.....	103
Figura 59 - Rácios máximos obtidos na terceira iteração	105
Figura 60 - Rácios máximos obtidos na terceira iteração e elementos verificados “manualmente”	107
Figura 61 – Diagrama de momento flector da barra 1.....	125
Figura 62 – Diagrama de esforço axial da barra 1.....	126
Figura 63 - Diagrama de momento flector da barra 2	126
Figura 64 - Diagrama de esforço axial da barra 2.....	126
Figura 65 - Diagrama de momento flector da barra 3	127
Figura 66 - Diagrama de esforço axial da barra 3.....	127
Figura 67 - Diagrama de momento flector da barra 4	127
Figura 68 - Diagrama de esforço axial da barra 4.....	128
Figura 69 - Diagrama de momento flector da barra 5	128
Figura 70 - Diagrama de esforço axial da barra 5.....	128
Figura 71 - Diagrama de momento flector da barra 6	129
Figura 72 - Diagrama de esforço axial da barra 6.....	129
Figura 73 - Diagrama de momento flector da barra 7	129
Figura 74 - Diagrama de esforço axial da barra 7.....	130
Figura 75 - Diagrama de momento flector da barra 8	130
Figura 76 - Diagrama de esforço axial da barra 8.....	130
Figura 77 - Diagrama de momento flector da barra 9	131
Figura 78 - Diagrama de esforço axial da barra 9.....	131

Figura 79 - Diagrama de momento flector da barra 10	131
Figura 80 - Diagrama de esforço axial da barra 10.....	132
Figura 81 - Diagrama de momento flector da barra 11	132
Figura 82 - Diagrama de esforço axial da barra 11.....	132
Figura 83 - Diagrama de momento flector da barra 12	133
Figura 84 - Diagrama de esforço axial da barra 12.....	133
Figura 85 - Diagrama de momento flector da barra 13	133
Figura 86 - Diagrama de esforço axial da barra 13.....	134
Figura 87 - Diagrama de momento flector da barra 14	134
Figura 88 - Diagrama de esforço axial da barra 14.....	134
Figura 89 – Diagrama do Momento Flector num arco com apoios simples.	135
Figura 90 – Diagrama do Esforço Transverso num arco com apoios simples.	135
Figura 91 - Diagrama do Momento Flector num arco com apoios encastrados.....	136
Figura 92 - Diagrama do Esforço Transverso num arco com apoios encastrados.	136
Figura 93 – Dimensionamento de elementos metálicos no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [35]	137
Figura 94 – Algoritmo de cálculo do esforço axial resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [35]	138
Figura 95 – Algoritmo de cálculo da resistência à encurvadura por flexão no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [35]	139
Figura 96 – Algoritmo de cálculo do momento flector resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [35]	140
Figura 97 – Algoritmo de cálculo da resistência à encurvadura lateral por flexão-torção no programa SAP2000, de acordo com o EC3.....	141
Figura 98 – Algoritmo de cálculo do esforço transversal resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3.....	142
Figura 99 – Dimensionamento do anel mais esforçado através do SAP2000, de acordo com o EC3.....	143
Figura 100 - Dimensionamento do contraventamento mais esforçado através do SAP2000, de acordo com o EC3.....	144
Figura 101 - Dimensionamento do contraventamento mais esforçado através do SAP2000, de acordo com o EC3.....	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tracção f_u dos aços macios correntes (EN 10025-2).....	28
Tabela 2 – Relações máximas comprimento espessura de elementos internos	31
Tabela 3 – Categorias de coberturas.....	35
Tabela 4 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H	35
Tabela 5 - Categoria e parâmetros de terrenos (Quadro 4.1 do EC1-4)	39
Tabela 6 – Valores recomendados de ψ para edifícios.....	41
Tabela 7 – Factores de imperfeição para curvas de encurvadura (EC3-1-1 6.3.1.2 (2))	47
Tabela 8 – Curvas de Encurvadura (EC3-1-1 6.3.1.2 (2)).....	48

Tabela 9 – Valores recomendados para as curvas de encurvadura lateral de secções usando a equação anterior (EC3 Table 6.4).....	50
Tabela 10 – Valores de <i>cpe</i> para as linhas definidas na <i>Figura 45</i>	67
Tabela 11 – Valores da pressão total nas superfícies da cúpula.	68
Tabela 12 – Pontos onde $W_t=0$	68
Tabela 13 – Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 1-2 em kN/m.....	70
Tabela 14 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 2-3 em kN/m.....	70
Tabela 15 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 3-4 em kN/m.....	70
Tabela 16 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 4-5 em kN/m.....	70
Tabela 17 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 5-6 em kN/m.....	70
Tabela 18 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 6-7 em kN/m.....	70
Tabela 19 - Cargas concentradas equivalentes para os perfis 7-8 em kN/m.....	70
Tabela 20 – Temperatura.....	71
Tabela 21 – Análises feitas no SAP2000.....	75
Tabela 22 – Diferença entre Acções e Reacções obtidas.....	76
Tabela 23 – Deslocamento máximo em cm.	77
Tabela 24 – Comparação dos deslocamentos máximos.....	77
Tabela 25 – Comparação dos deslocamentos máximos.....	78
Tabela 26 – Deslocamento máximos obtido com diferentes tipos de apoios.	78
Tabela 27 – Valores do Esforço Axial obtidos para as costelas.....	80
Tabela 28 – Valores do Momento Flector obtidos para as costelas.	80
Tabela 29 – Comparação do Esforço Axial nas costelas.....	81
Tabela 30 – Comparação do Momento Flector nas costelas.	82
Tabela 31 – Comparação do Esforço Axial nas costelas.....	83
Tabela 32 – Comparação do Momento Flector nas costelas.	84
Tabela 33 – Valores do Esforço Axial.	85
Tabela 34 – Valores do Momento Flector.....	86
Tabela 35 – Comparação dos Esforços Axiais.	86
Tabela 36 – Comparação dos Momentos Flectores.....	87
Tabela 37 – Valores do Esforço Axial obtidos para os anéis.	89
Tabela 38 – Valores dos Momentos Flectores obtidos para os anéis.....	89
Tabela 39 – Comparação do Esforço Axial.	90
Tabela 40 – Comparação do Momento Flector.....	90
Tabela 41 – Comparação do Esforço Axial.	91
Tabela 42 – Comparação do Momento Flector.	92
Tabela 43 - Valores do Esforço Axial obtidos para os anéis.	93
Tabela 44 - Valores do Momento Flector obtidos para os anéis.	93
Tabela 45 - Comparação do Esforço Axial.....	94
Tabela 46 – Esforços obtidos nos apoios encastrados.....	95
Tabela 47 - Esforços obtidos nos apoios simples.....	96
Tabela 48 - Esforços obtidos nos apoios deslizantes.	97
Tabela 49 – Secções e rácios obtidos nas madres.	103
Tabela 50 – Secções e rácios obtidos nos contraventamentos.	104
Tabela 51 – Secções e rácios obtidos nos anéis.....	104
Tabela 52 – Secções e rácios obtidos nas costelas.....	104

Tabela 53 - Secções e rácios obtidos nas madres.	106
Tabela 54 - Secções e rácios obtidos nos contraventamentos.	106
Tabela 55 - Secções e rácios obtidos nas costelas.	106
Tabela 56 - Secções e rácios obtidos nos anéis.....	106
Tabela 57 – Rácios obtidos nas madres.	108
Tabela 58 - Rácios obtidos nos contraventamentos.	108
Tabela 59 - Rácios obtidos nas costelas.	108
Tabela 60 – Rácios obtidos nos anéis.....	108

LISTA DE SÍMBOLOS

Letras minúsculas latinas

a_f	Razão entre a área dos banzos e a área total de uma secção rectangular oca de paredes finas
a_w	Razão entre a área das almas e a área total de uma secção rectangular oca de paredes finas
c	Comprimento útil de uma parte da secção
c_{dir}	Factor direccional
c_{fr}	Coeficiente de atrito
c_{pe}	Coeficiente de pressão exterior
c_{pi}	Coeficiente de pressão interior
c_o	Coeficiente de orografia
c_{season}	Coeficiente sazonal
f_u	Tensão de rotura
f_y	Tensão de cedência
i	Raio de giração
k_σ	Coeficiente de encurvadura
k_{yy}	Factor de interacção
k_{yz}	Factor de interacção
k_{zy}	Factor de interacção
k_{zz}	Factor de interacção
q_p	Pressão dinâmica de pico
t	Espessura
t_f	Espessura do banzo
t_w	Espessura da alma
$v_{b,0}$	Valor de referência da velocidade média do vento
v_b	Valor adaptado de referência da velocidade média do vento
$x - x$	Eixo ao longo do elemento
$y - y$	Eixo da secção paralelo aos banzos (eixo de maior inércia)
$z - z$	Eixo da secção perpendicular aos banzos (eixo de menor inércia)
z_0	Comprimento de rugosidade
z_e, z_i	Altura de referência para a determinação da pressão externa e interna respectivamente

z_{max}	Altura máxima
z_{min}	Altura mínima

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção transversal de um elemento
A_{net}	Área útil de uma secção
A_v	Área de corte de uma secção
C_{my}	Factor equivalente de momento uniforme em torno de y
C_{mz}	Factor equivalente de momento uniforme em torno de z
E	Módulo de elasticidade
F_{cr}	Carga crítica de instabilidade global de uma estrutura
G	Módulo de distorção
I_y	Momento de inércia de uma secção em relação a y
I_z	Momento de inércia de uma secção em relação a z
L	Comprimento de um elemento
L_{cr}	Comprimento de encurvadura no plano condicionante
L_E	Comprimento de encurvadura
M	Momento flector
$M_{b,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente à encurvadura lateral
$M_{c,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente
M_{cr}	Momento crítico
M_{Ed}	Valor de cálculo de momento flector actuante
M_{el}	Momento elástico de uma secção
$M_{máx}$	Valor máximo do momento flector
$M_{N,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente, reduzido devido ao esforço axial
$M_{N,y,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente em torno de y, reduzido devido ao esforço axial
$M_{N,z,Rd}$	Valor de cálculo do momento resistente em torno de z, reduzido devido ao esforço axial
M_{pl}	Momento plástico de uma secção
M_y	Momento flector em torno de y
$M_{y,c,Rd}$	Valor de cálculo do momento flector resistente em torno de y
$M_{y,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante em torno de y
$M_{y,Rk}$	Valor característico do momento resistente em torno de y
$M_{y,V,Rd}$	Valor de cálculo do momento plástico resistente em torno de y, reduzido devido ao esforço transversal
M_z	Momento flector em torno de z
$M_{z,Ed}$	Valor de cálculo do momento flector actuante em torno de z
N	Esforço axial
$N_{b,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial resistente à encurvadura por flexão
$N_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente
N_{cr}	Carga crítica elástica de encurvadura por flexão (Carga de Euler)

N_{Ed}	Valor de cálculo do esforço axial actuante
N_{Rk}	Valor característico do esforço axial
$N_{t,Rd}$	Valor de cálculo do esforço axial de tracção resistente
T	Momento torsor
T_{Ed}	Momento torsor actuante
V	Esforço transversal
$V_{c,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal resistente
V_{Ed}	Valor de cálculo do esforço transversal actuante
$V_{pl,Rd}$	Valor de cálculo do esforço transversal plástico resistente
W	Pressão do vento
W_{el}	Módulo elástico de flexão
W_{pl}	Módulo plástico de flexão
$W_{pl,y}$	Módulo plástico de flexão segundo y
$W_{pl,z}$	Módulo plástico de flexão segundo z

Letras minúsculas gregas

α	Coeficiente de dilatação térmica linear; factor de imperfeição relativo a encurvadura por flexão
α_{cr}	Relação entre a carga crítica elástica de instabilidade global e a carga de cálculo actuante numa estrutura
χ	Factor de redução para a encurvadura por flexão
χ_{LT}	Factor de redução para a encurvadura lateral
χ_y	Factor de redução para a encurvadura por flexão em torno de y
χ_z	Factor de redução para a encurvadura por flexão em torno de z
ε	Coeficiente dependente da tensão
γ_G	Coeficiente de majoração de acções permanentes
γ_{Mi}	Coeficiente parcial de segurança
γ_Q	Coeficiente de majoração de acções variáveis
$\bar{\lambda}$	Coeficiente de esbelteza adimensional
ν	Coeficiente de Poisson
ρ	Massa volúmica; factor de redução dependente do esforço transversal
σ	Tensão normal

Letras maiúsculas gregas

ΔT	Variação de temperatura
$\psi_{0,i}$	Coeficiente de combinação para a acção variável i
$\psi_{1,i}$	Coeficiente de combinação para a acção variável i
$\psi_{2,i}$	Coeficiente de combinação para a acção variável i

1. INTRODUÇÃO

O mercado da construção metálica tem aumentado progressivamente reflectindo o crescimento da competitividade que este tipo de solução estrutural ganhou em alguns sectores da indústria da construção. Pontes, edifícios industriais, desportivos ou de escritórios, parques de estacionamento, entre outros, são exemplos disso. Prazos cada vez mais curtos, o aumento das preocupações com o impacto ambiental das construções e o custo da mão-de-obra são alguns dos factores que fazem prever a continuidade desta tendência [1].

As cúpulas proporcionam espaços amplos e desimpedidos, abrangendo uma quantidade máxima de volume com uma superfície mínima. Para além da sua estética incomparável, são também muito úteis para estruturas onde é requerida uma interferência mínima dos suportes interiores. Tais vantagens têm feito da cúpula uma estrutura muito utilizada na construção.

Embora a construção de cúpulas metálicas seja algo relativamente antigo (segundo Vendrame [2] a primeira delas foi construída em 1811), não são muitos os textos que podem ser consultados sobre o assunto em língua portuguesa. Na maioria da literatura técnica encontram-se apenas enumerados os vários sistemas estruturais utilizados em cúpulas, sem qualquer detalhe acerca do seu comportamento estrutural, processos de fabrico e montagem. Relativamente aos métodos de análise e dimensionamento preconizados na literatura, estes diferem consoante o autor, sendo muitas vezes divergentes [3]. A nível mundial, existem estruturas deste tipo com mais de 200m de diâmetro. Contudo em Portugal, para além de pouco numerosas, as cúpulas construídas são também de menores dimensões. Como exemplo, podem referir-se a cúpula do centro comercial Colombo ou a do fórum Almada, mostrada na *Figura 1*.

Os diferentes sistemas estruturais apresentam características próprias no que se refere ao comportamento estrutural e aos processos de montagem. Estas características podem ser de grande importância para os intervenientes no projecto.



Figura 1 – Cúpula metálica do Fórum Almada em Almada.

Neste trabalho, estudar-se-á o comportamento de cúpulas metálicas do tipo Schwedler, constituídas (com excepção das madres) por perfis tubulares de aço. Pretende-se dar um contributo para o seu estudo e utilização em Portugal.

1.1. Considerações Gerais

A iminente entrada em vigor, com carácter obrigatório, da EN 1993 Eurocódigo3: Projecto de Estruturas de Aço [4], de aqui em diante designada por EC3, faz com que seja indispensável a familiarização dos projectistas com a filosofia, fundamentos e aplicação dos seus conteúdos. O dimensionamento e verificação de segurança de estruturas de aço segundo o EC3 requerem uma abordagem específica, a qual envolve o domínio de vários conceitos e a execução sequencial de um conjunto de procedimentos que são necessários identificar e caracterizar com clareza.

Note-se também que a utilização do EC3 deve ser feita de uma forma consistente com a norma EN1990 Eurocódigo 0: Bases de Projecto¹ [5], com a norma EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em Estruturas² [6], com as EN's, ETAG's e ETA's relativas à definição dos produtos de construção de estruturas metálicas, com a EN 1090: Execução de Estruturas Metálicas – Requisitos Técnicos e de um modo geral com os restantes Eurocódigos estruturais.

Qualquer estrutura deve ser dimensionada e executada de forma a ter um comportamento adequado face às funções para as quais foi concebida, durante um período de vida útil pré-estabelecido. Com este objectivo devem ser verificadas condições que impeçam o seu colapso (estados limite últimos), condições que assegurem um desempenho adequado em serviço (estados limite de utilização) e ainda, tomando maior importância no caso de estruturas metálicas, condições relativas à sua durabilidade (protecção contra corrosão, entre outras).

1.2.Objectivos

Esta dissertação teve dois objectivos principais. O primeiro consiste na análise estrutural de uma cúpula tipo Schwedler, utilizando elementos estruturais diferentes e comparando de seguida os correspondentes esforços internos. O segundo prende-se com o dimensionamento e verificação de segurança a partir de um programa de cálculo automático, neste caso o programa SAP2000, e posterior confirmação da sua eficácia a partir da comparação com uma verificação “manual” da segurança segundo o EC3.

Existe ainda um conjunto de objectivos secundários, relacionados com um aprofundamento de conhecimentos sobre (i) definição das acções e combinações, (ii) modelação da estrutura e (iii) tipo de análise a efectuar. No que diz respeito às acções a incluir, e visto que os regulamentos prevêem que o vento seja considerado na análise, é também objectivo desde trabalho explicitar o método apresentado no EC1 para quantificar as acções do vento em cúpulas directamente apoiadas no solo. Relativamente à modelação da estrutura são adoptados vários modelos simplificativos, de modo a simular o comportamento da cúpula com os diversos elementos estruturais adoptados.

¹ Daqui em diante designado como EC0.

² Daqui em diante designado como EC1

1.3.Domínio de Aplicação

Neste trabalho pretende-se efectua-se um estudo de uma cúpula metálica tipo Schwedler com 60 m de diâmetro e 12 m de altura. É apresentada a sequência de cálculo do dimensionamento e verificação de segurança, adequada a estruturas deste tipo, segundo os Eurocódigos 0, 1 e 3. A modelação da cúpula, análise de esforços internos dos seus elementos e verificação estrutural é feita com recurso a um programa de cálculo automático baseado no método dos elementos finitos.

1.4.Metodologia e Organização do Trabalho

1.4.1. Metodologia

As etapas executadas no âmbito deste trabalho foram as seguintes: (i) estudo dos conceitos fundamentais relativos ao trabalho; (ii) estudo sobre as disposições regulamentares do EC3, (iii) familiarização com a utilização do Método dos Elementos Finitos (MEF) e do programa SAP2000, (iv) estudo das acções e combinações de acções a implementar, (v) planeamento das análises a efectuar (identificação do tipo de elementos e tipo de análise a considerar), (vi) execução das análises e tratamento dos resultados e (vii) apresentação de conclusões e sugestões.

1.4.2. Organização do Trabalho

Este trabalho foi separado por 6 capítulos cujos conteúdos se indicam de seguida:

Capítulo 1- Introdução. Neste capítulo apresenta-se uma breve introdução do trabalho, explicitando a sua natureza, objectivos e a maneira como está organizado.

Capítulo 2 – Conceitos Fundamentais. Este capítulo apresenta resumidamente as bases teóricas e regulamentares nas quais o assentam a análise e dimensionamento estrutural.

Capítulo 3 – Disposições dos Eurocódigos. Aqui são expostas e descritas as principais disposições do EC3 necessárias à análise e dimensionamento de cúpulas metálicas com secções tubulares e em duplo “L”. São também expostas as simplificações adoptadas pelo programa de cálculo automático utilizado (SAP2000) ao efectuar o processo de dimensionamento de acordo com o EC3.

Capítulo 4 – Modelação e Análise Estrutural. Neste capítulo é feita a modelação da estrutura num programa de elementos finitos e realizada uma análise estrutural que consiste na comparação dos esforços obtidos através de vários modelos estruturais, gerados pela mesma combinação de acções. São consideradas as seguintes hipóteses alternativas:

- Estrutura da Cúpula
 - Contraventamento inexistente
 - Cúpula Schwedler (com contraventamentos)
- Ligações anéis/costelas
 - Rotuladas
 - Encastradas
- Contraventamentos

- Rígidos
- Flexíveis (não resistentes à compressão)
- Apoios
 - Encastrados
 - Simples
 - Deslizantes (libertação na direcção paralela às costelas)

No total foram feitas 8 análises diferentes.

Capítulo 5 – Dimensionamento. Aqui é feito o dimensionamento e optimização dos elementos do modelo estrutural no qual que se verificaram, de acordo com a análise das várias hipóteses, os menores esforços internos. A verificação de segurança dos elementos é realizada automaticamente pelo software SAP2000, sendo os mais condicionantes verificados também manualmente, de acordo com o EC3. No final é feita uma comparação dos rácios de segurança obtidos pelo SAP e manualmente, de modo a verificar a eficiência do módulo de dimensionamento utilizado no programa.

Capítulo 6 – Conclusão. Finalmente, neste último capítulo são apresentadas resumidamente as principais conclusões do trabalho bem como algumas sugestões para a sua continuação.

2. Conceitos Teóricos

2.1.Considerações Gerais

2.1.1. História / Estado da Arte

A história das estruturas em cúpula encontra-se bem documentada e não será detalhada neste documento. Pretende-se apenas referi-la sucintamente.

O uso de cúpulas remonta a mais de dois mil anos atrás. As primeiras aplicações erguidas estavam geralmente relacionadas com estruturas religiosas e incluem alguns edifícios famosos tais como a Igreja de Santa Sofia, construída em Constantinopla em 537 (ilustrada na *Figura 2*), a Catedral de S. Marco em Veneza, a Catedral de S. Paulo em Londres, entre centenas de outras obras igualmente famosas. O uso da cúpula foi também explorado pelos Muçulmanos que a alteraram em forma de bolbo ou cebola, passando estas configurações a constituir imagens características das mesquitas Islâmicas.

Durante centenas de anos, a cúpula foi um símbolo ligado à arquitectura religiosa e a sua construção era feita exclusivamente em pedra ou alvenaria. Um grande passo foi dado em 1865 quando em Washington foi erguida a cúpula do Capitólio dos Estados Unidos, construída em aço. A partir desta altura as cúpulas começam a estar também associadas a edifícios governamentais [3].

As primeiras cúpulas construídas eram apenas ornamentais e não resistentes, desprezando-se a sua capacidade estrutural. Num passado mais recente, os construtores de tanques e cascas passaram a aproveitar as vantagens de economia que estas formas permitem. No início do século XX, cascas finas esféricas, cilíndricas e cónicas começaram a ser aplicadas em coberturas, tanques e depósitos.

Foi após a segunda Guerra Mundial que o grande potencial da cúpula foi atingido, tendo-se a sustentabilidade e eficiência estrutural aliado à arquitectura majestosa deste tipo de estrutura. Hoje em dia, as cúpulas são usadas em diversas aplicações e com diferentes malhas estruturais. A tendência de utilizá-las em edifícios religiosos e governamentais manteve-se, alargando-se também para edifícios comerciais e industriais entre os quais se podem salientar ginásios, auditórios, coliseus e espaços destinados a grandes audiências.



Figura 2 – Igreja de Hagia Sofia em Constantinopla

Uma grande variedade de formas têm sido empregues, sendo mais comuns as esféricas, elípticas e cónicas. Em relação aos sistemas estruturais podem-se destacar as cúpulas

- Corredores radiais permitem maximizar o escoamento de entradas e saídas;
- Minimiza a circulação necessária através do edifício até às áreas de assentos.

2.1.4. Classificação das cúpulas

As cúpulas são classificadas de diversas formas. Os sistemas de classificação são muito genéricos, motivo pelo qual a mesma cúpula pode ser enquadrada em vários sistemas.

a) Classificação quanto à flecha

Conforme mostra a *Figura 4* as cúpulas podem ser classificadas como: (i) abatidas, (ii) em arco pleno ou (iii) elevadas, dependendo da sua flecha.

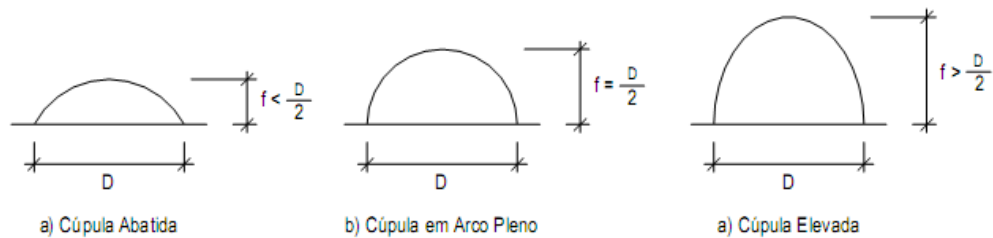


Figura 4 – Classificação de cúpulas quanto à sua flecha

Este factor tem importância considerável em termos de consumo de material e distribuição de esforços internos da estrutura. De facto, sabe-se que quanto mais a geometria se aproximar da configuração hemisférica menores serão os esforços internos, e quanto mais afastada (cúpula abatida ou elevada) maiores os esforços.

Numa perspectiva de consumo de material, aumentando a flecha obriga a elementos com maior comprimento e menor robustez, já a diminuição da flecha implica elementos com menor comprimento e maior robustez. A situação que otimiza o volume de material depende de diversos factores, entre os quais se destacam o tipo e intensidade do carregamento aplicado e a distribuição dos elementos resistentes da estrutura [7].

b) Classificação quanto à forma em planta

Segundo a forma em planta as cúpulas podem ser classificadas como: (i) cúpula com planta circular, (ii) cúpulas com planta elíptica ou (iii) cúpulas com planta poligonal, conforme se ilustra na *Figura 5*.

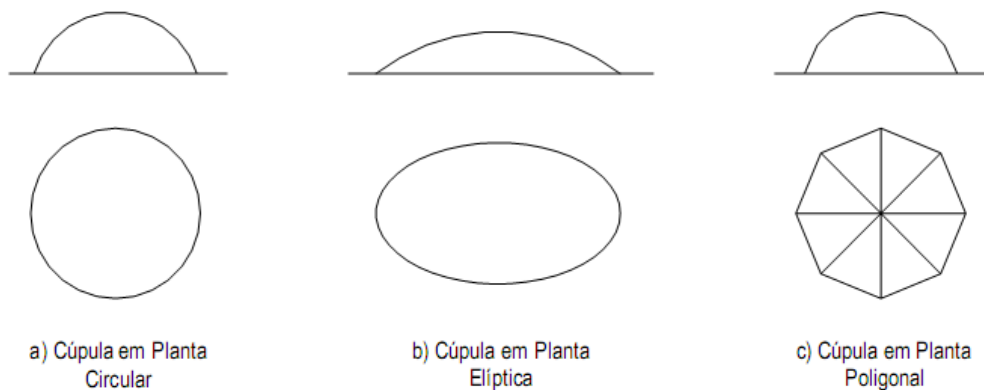


Figura 5 – classificação de cúpula quanto à sua forma em planta

A mais utilizada hoje em dia na construção metálica é a cúpula com planta poligonal, por facilitar a prefabricação e aplicação dos elementos da estrutura [1]. Note-se contudo que a maioria das formas poligonais apresentam tantos lados que dão um aspecto curvo à planta. Associadas a este tipo de planta aparecem muitas vezes as estruturas geodésicas, compostas por polígonos planos onde a intersecção das linhas rectas destes polígonos, i.e. os seus vértices, coincidem com uma superfície esférica ou oval. Estas últimas serão descritas mais à frente.

c) Quanto à forma dos meridianos ou “costelas”

Conforme a curva utilizada como geratriz para gerar a casca de revolução, as cúpulas podem ser caracterizadas da seguinte forma: (i) com forma circular, (ii) forma elíptica, (iii) forma parabólica, (iv) em ogiva ou (v) forma cônica, conforme se ilustra a *Figura 6*.

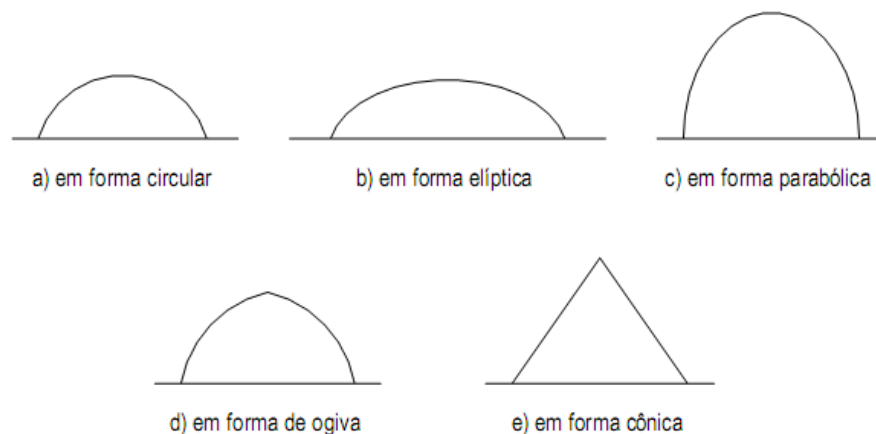


Figura 6 – Classificação de cúpulas quanto à forma dos meridianos ou “costelas”

d) Classificação quanto à forma construtiva

Sob este ponto de vista, as cúpulas podem ser classificadas como (i) monolíticas ou (ii) reticuladas. O primeiro caso acontece usualmente quando se utiliza o betão armado como material de construção, e traduz-se numa estrutura muito hiperestática e com nós rígidos. Já o segundo caso acontece normalmente quando se opta por uma estrutura metálica ou de madeira, o que faz com que se tenham de usar outro tipo de ligações entre elementos, recorrendo-se normalmente a treliças. Apresentam-se exemplos desses dois tipos de cúpula na *Figura 7* e *Figura 8*.



Figura 7 – Cúpula monolítica nos EUA.

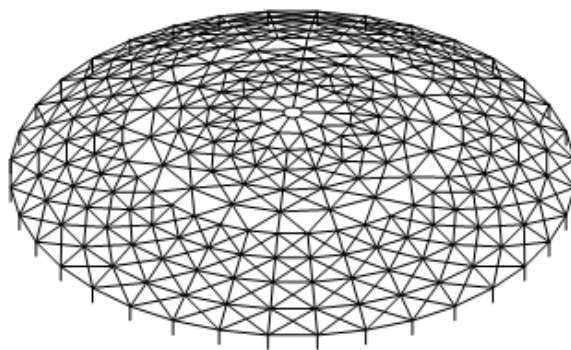


Figura 8 – Cúpula reticulada (variação do tipo Schwedler).

As cúpulas podem ainda ter espessura constante ou variável, sejam elas monolíticas ou treliçadas (no caso das treliçadas a espessura corresponde à espessura das treliças). As cúpulas treliçadas, por serem as mais executadas, são ainda divididas em diversos tipos e subtipos, que serão descritos mais adiante.

e) Classificação quanto a disposição do seu vértice

As cúpulas podem ser de (i) vértice aberto ou (ii) vértice fechado, conforme ilustra a *Figura 9*. Em algumas cúpulas treliçadas o vértice é aberto com vista a facilitar o seu processo de montagem. As cúpulas abertas suportam habitualmente uma outra cúpula no seu lado exterior de modo a permitir a vedação da cobertura ou auxiliar na iluminação interna da edificação. Este último tipo tem também a vantagem de não obrigar à execução de um nó de ligação no topo que, por norma, é difícil de realizar.

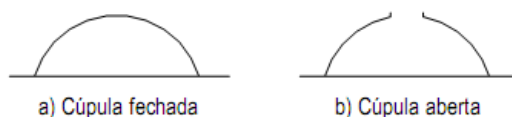


Figura 9 – Classificação de cúpulas quanto ao vértice.

2.1.5. Cúpulas treliçadas

São cúpulas compostas por elementos lineares de pequeno comprimento ligados entre si e dispostos de modo a aproximar a forma de uma casca contínua. Este tipo de estrutura apresenta um comportamento semelhante ao das cascas monolíticas finas, i.e. resiste a esforços normais e de flexão.

É a disposição dos elementos que define os vários sistemas estruturais das cúpulas treliçadas. Estes sistemas devem ser estudados individualmente por apresentarem particularidades e comportamentos diferentes. Os tipos de cúpulas mais utilizados actualmente são definidos de seguida:

a) Cúpulas nervuradas

São constituídas por nervuras meridionais ou “costelas” em arco igualmente espaçadas entre si, suportadas por um anel de compressão em cima e por um anel em tracção na base. Na estrutura resistente, são ainda colocados anéis intermédios com uma área e inércia muito menor que as nervuras, cuja função é servir de apoio às placas de cobertura. A acentuada diferença na geometria das nervuras e dos anéis é uma das características que diferencia o sistema estrutural nervurado dos outros.

Esse é um dos sistemas estruturais mais antigos sendo, no entanto, utilizado até aos dias de hoje, pela facilidade de execução que apresenta. O facto de as nervuras terem todas as mesmas dimensões constitui uma grande vantagem no fabrico e montagem das mesmas.

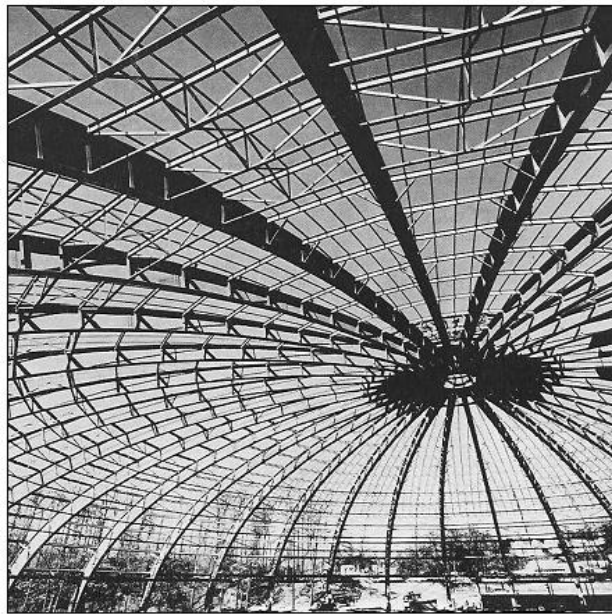


Figura 10 – Exemplo de cúpula nervurada com anéis treliçados [9].



Figura 11 – Cúpula nervurada com costelas com alma cheia [9].

Como a resistência dos anéis é muito inferior à das nervuras a estrutura apresenta comportamento muito diferente do de uma casca pois tende a comportar-se como um conjunto de arcos a trabalhar independentemente.

b) Cúpulas Schwedler

Este sistema foi concebido pelo engenheiro alemão J. W. Schwedler no século XIX e constitui um sistema bastante utilizado nos dias de hoje. Foi proposto com o objectivo de reduzir a inércia dos arcos das cúpulas nervuradas, cujo dimensionamento exigia elementos com secções transversais de grandes dimensões e peso elevado. Tal foi conseguido aumentando a resistência dos anéis e reforçando cada painel trapezoidal da malha costelas-anéis com barras diagonais de contraventamento.

Os anéis horizontais têm dimensões comparáveis com as dos meridianos, o que faz com que se desenvolvam forças circunferenciais capazes de minimizar o momento flector na superfície da estrutura. Este comportamento, muito semelhante ao de uma casca, tornando possível a utilização de meridianos com menor secção.



Figura 12 – Exemplo de cúpula Schwedler com contraventamento flexível [9].

No sistema Schwedler convencional (ver *Figura 12*) as diagonais de contraventamento trabalham apenas à tracção. De facto, utilizando barras com esbelteza muito reduzida, estas perdem a estabilidade em regime elástico mesmo sujeitas a baixas cargas de compressão, ficando apenas as barras traccionadas a suportar o esforço. Este comportamento é exemplificado pela *Figura 13*. Quando o carregamento deixa de actuar a barra volta à sua posição inicial, apta para encurvar ou trabalhar à tracção consoante a situação assim o implique.

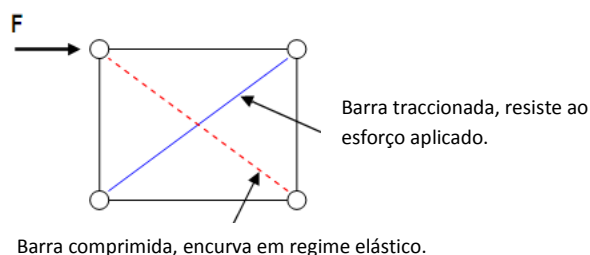


Figura 13 – Comportamento dos contraventamento flexíveis.

Este sistema estrutural serviu já para elevar cúpulas com diâmetro superiores a 100m [10]. O facto de ser estaticamente determinável sob carregamento simétrico [3] torna facilita o dimensionamento desta estrutura. Por esta razão foi das mais aplicadas no passado, em que os recursos de cálculo eram mais limitados. Hoje em dia é possível calcular estas estruturas com qualquer tipo de carregamento, simétrico ou assimétrico. Um exemplo de dimensionamento de uma cúpula deste tipo será dado mais a frente neste trabalho, onde se explicará mais em detalhe a sua análise.

c) Cúpulas com malha em três direcções

As cúpulas de malha em três direcções, ou malha triangular, são constituídas por tubos curvos unidos em grupos de três elementos cuja união produz uma malha triangular tridimensional. A união desses grupos de elementos pode ser feita de várias formas, em geral utilizando dispositivos especiais que permitem o encaixe a soldadura dos elementos.

Este tipo de cúpula pode ter malha simples ou dupla conforme ilustram as *Figuras 14 e 15*.

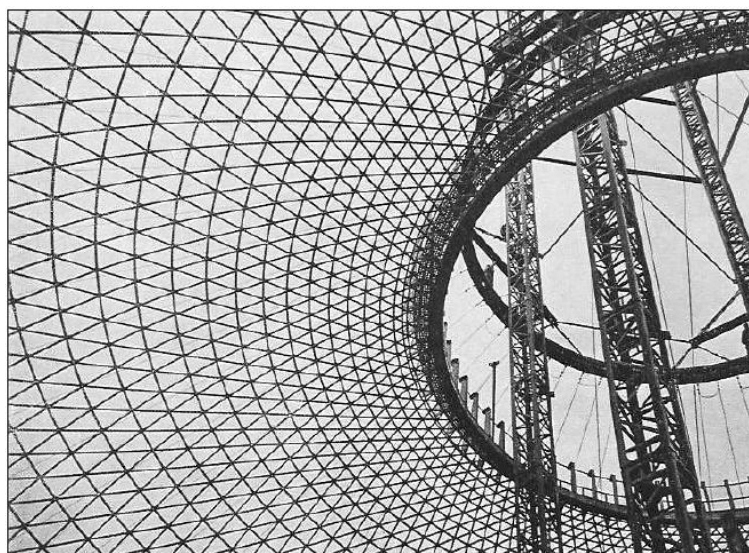


Figura 14 – Cúpula com malha simples em três direcções [9].

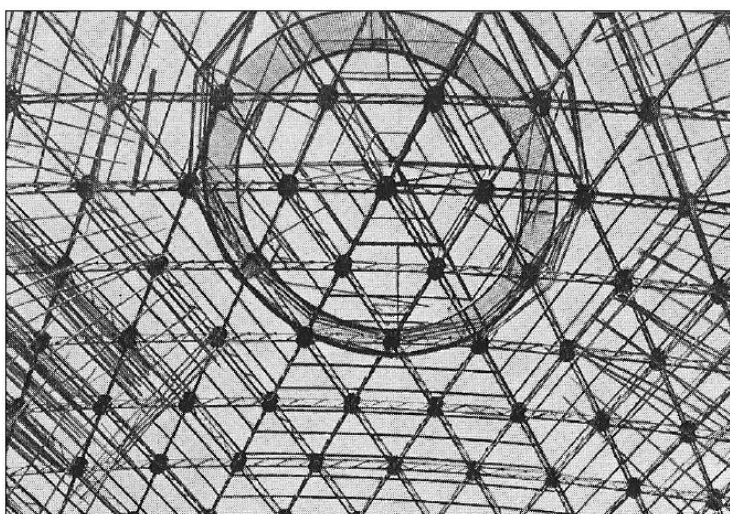


Figura 15 – Cúpula com malha dupla em três direcções [9].

d) Cúpulas de Nós Rígidos

Estas cúpulas apresentam uma alternativa às cúpulas Schwedler que toca à resistência ao corte. São compostas por costelas e anéis horizontais ligados rigidamente entre si, não apresentando elementos diagonais nos sectores quadrangulares da malha. Por este motivo, as cúpulas de nós rígidos são consideradas, muitas vezes, como a versão espacial da viga Vierendeel.

Este sistema estrutural apresenta um custo elevado já que é consideravelmente pesado e de difícil execução. Assim, apenas se utiliza este sistema em pequenas coberturas ou no caso das diagonais serem indesejáveis (como em observatórios ou coberturas envidraçadas). São exemplos da utilização deste sistema a cúpula do Almada Fórum (ver *Figura 1*) e a cúpula do Centro Comercial Colombo

e) Cúpulas Lamelares

Entende-se por lamela um conjunto de elementos longos e esbeltos, unidos entre si de modo a formarem uma malha triangular estável e bastante resistente. As *Figuras 16 e 17* ilustram exemplos de cúpulas lamelares.

Dentro deste tipo de cúpula, existem as de lamelas curvas e lamelas paralelas. Enquanto que no primeiro tipo a superfície da cúpula é dividida em áreas com forma de diamante, o sistema de lamelas paralelas consiste em divisões triangulares estáveis.

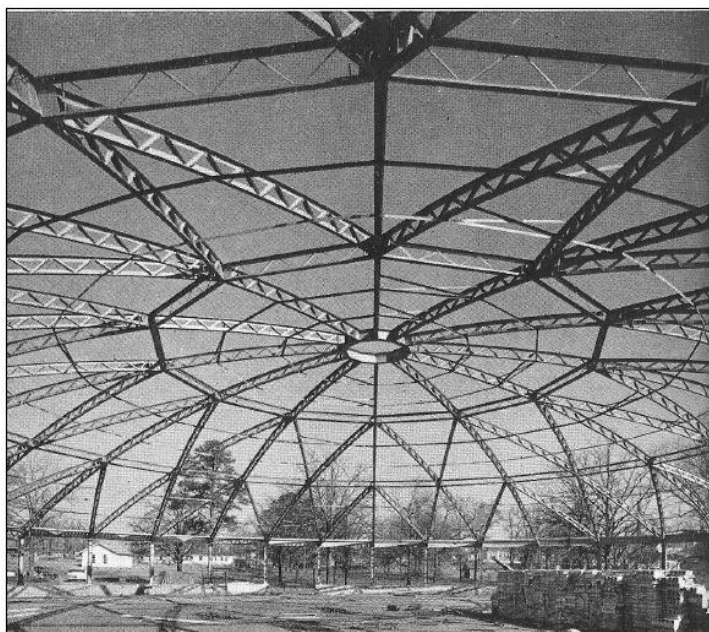


Figura 16 – Exemplo de Cúpula lamelar [9].

Este sistema estrutural foi criado pelo arquitecto alemão M. Zollinger tornando-se muito popular por permitir a fabricação em série das lamelas. Partindo deste sistema, o engenheiro americano Gustel R. Kiewitt desenvolveu um sistema estrutural lamelar no qual as lamelas são dispostas de forma paralela como mostra a *Figura 17*.

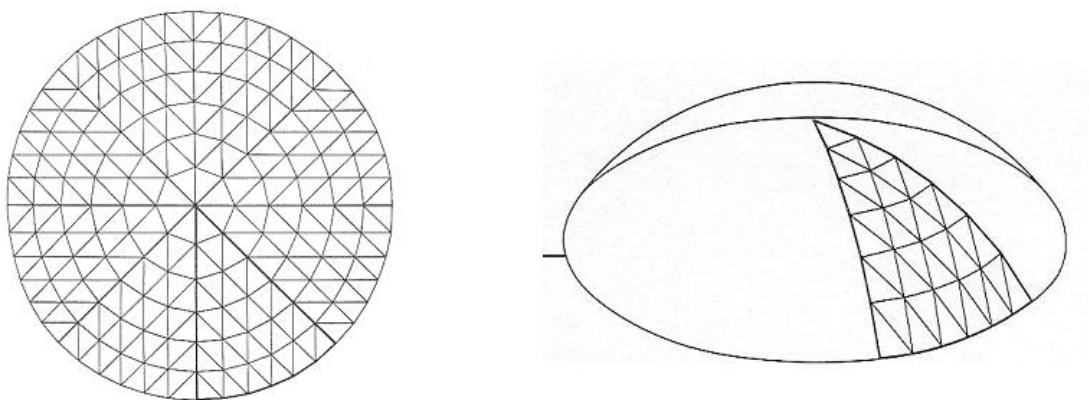


Figura 17 – Cúpula lamelar Kiewitt

As maiores cúpulas do mundo são constituídas por lamelas paralelas. Um exemplo notável deste sistema estrutural é o Louisiana Superdome nos Estados Unidos. Esta estrutura é a maior cúpula fixa no mundo, com uma altura de 83 m e diâmetro de 210m, cobre uma área de 53000 m² capaz de albergar mais de 75000 espectadores sentados. A cobertura está assente em 2100 pilares de betão e num anel de bordadura que tem como função resistir aos esforços horizontais.

Para se ter uma ideia da importância desta estrutura, sabe-se que o primeiro empreiteiro a que foi adjudicada esta obra, desistiu dela logo no início alegando que “não se sustentaria de pé”. A obra foi terminada quatro anos depois, em 1975, por outro empreiteiro, tendo sido considerada por muitos como um triunfo da engenharia mundial.



Figura 18 – Louisiana Superdome.

f) Cúpulas Geodésicas

Segundo Kahn [11], a primeira estrutura geodésica a ser construída foi a Cúpula do Planetário da indústria óptica Zeiss concluída em 1922 na cidade de Jena, Alemanha (ilustrada na *Figura 19*).



Figura 19 – A construção da Cúpula do Planetário Zeiss em Jena, na Alemanha [11].

No entanto, este sistema aparece inevitavelmente ligado ao nome de Buckminster Fuller que o desenvolveu com o objectivo de otimizar a sustentabilidade das construções. Procurando um sistema leve e de baixo consumo energético, capacidade de reciclagem e optimização do processo de construção, Buckminster baseia-se no padrão estável e triangular do tetraedro, a pirâmide equilátera para o atingir [1]. Esta argumentação está ilustrada na Figura 20.

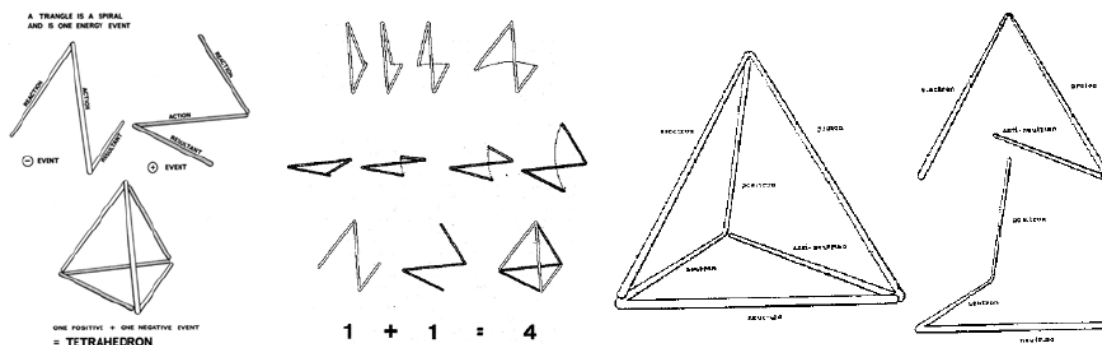


Figura 20 – Argumentações de Fuller sobre a teoria do Tetraedro [1].

Pode-se definir uma estrutura geodésica como uma superfície composta por diversos polígonos planos cujos vértices coincidem com uma superfície esférica ou oval. Esta superfície pode ser formada por polígonos regulares planos como triângulos ou quadrados equiláteros, ou também por polígonos irregulares de diferentes formas e até mesmo tridimensionais, gerando, neste caso, malhas mais complexas

As primeiras cúpulas executadas por Fuller tinham a forma de um icosaedro projectado numa esfera, mas já foram utilizados outros poliedros para definir a configuração da cúpula.

Muitas estruturas geodésicas foram construídas no século XX e consideradas estruturas notáveis a nível mundial. Um exemplo é a Biosfera, Pavilhão Expo Montreal em 1967 construída no Canadá ilustrado na *Figura 21*.

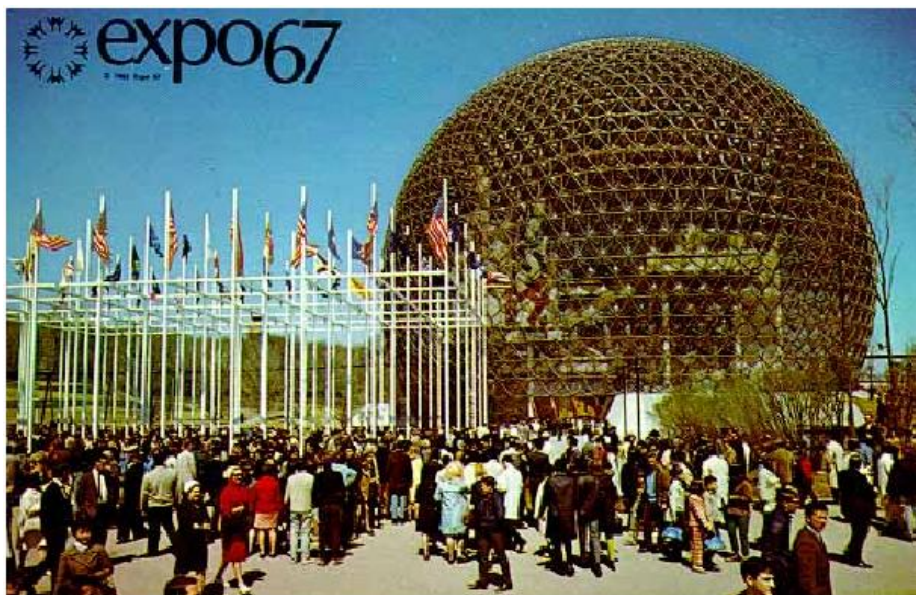


Figura 21 – Postal da Expo 67 em Montreal mostrando a Biosfera.

Outra estrutura notável é o Eden Project construído mais recentemente em St. Austell, Cornwall, Inglaterra. Este projecto, elaborado pelo arquitecto Nicholas Grimshaw e concluído em 2001, trata-se da maior estufa alguma vez construída no mundo e consiste num jardim botânico e parque temático. Pode-se ver a sua construção, estado final nas *Figuras 22, 23 e 24*.



Figura 22 – Vista de cima, pormenor do maior andaime jamais realizado



Figura 23 - Vista do projecto inteiro.



Figura 24 - – Alpinista a realizar a manutenção de uma das cúpulas.

2.2. Teorias de Dimensionamento

2.2.1. Desenvolvimento do dimensionamento

O dimensionamento estrutural deve ser levado a cabo de modo a satisfazer três critérios fundamentais: resistência, condições de serviço e economia. A resistência é relativa à integridade e segurança da estrutura em condições de carregamento extremo. A funcionalidade refere-se à aparência, manutenção, durabilidade e bom funcionamento da estrutura quando nesta está a incidir o carregamento de serviço. Fendilhação, vibração e corrosão são alguns factores relacionados com as condições de serviço estrutural. A economia incide sobre o custo de material e de mão-de-obra necessários para a realização da obra (projecto, fabrico, construção e manutenção).

No que toca às estruturas metálicas, o objectivo fundamental do dimensionamento é a escolha da dimensão dos perfis a utilizar, de modo a verificar os três critérios atrás referidos. A base histórica do processo de dimensionamento foi a experimentação. Contudo, hoje em dia, o desenvolvimento da ciência permitiu estabelecer teorias de dimensionamento (elasticidade, plasticidade e estado limite) cujos resultados se têm comprovado conduzir a soluções mais eficientes e económicas. Estas teorias foram o fundamento de várias normas de projecto adoptadas tanto em Portugal, como noutros países. O EC3, utilizado neste trabalho, é um exemplo deste tipo de normas.

2.2.2. Dimensionamento a partir da experiência

Proporções de segurança para membros tais como altura/espessura, peso/comprimento, vão/altura, etc., foram determinadas a partir da experiência e formuladas em regras empíricas. Desta forma, várias formas e métodos estruturais de construção como viga-coluna, estruturas em arco e cúpulas em pedra, alvenaria e madeira foram desenvolvidos, assim como estruturas suportadas por cabos utilizando fibras naturais. Como tributo a esta candura sobreviveram várias estruturas admiráveis das antigas civilizações egípcia, grega, romana e algumas catedrais da idade média. Algumas das práticas utilizadas na Antiguidade ainda hoje se praticam, como por exemplo na construção de casas de alvenaria.

2.2.3. Teoria da elasticidade

2.2.3.1. Introdução

A teoria da elasticidade defende que o comportamento do aço, quando carregado abaixo da tensão de cedência, é muito próximo ao comportamento de um material perfeitamente elástico. Com base nesta teoria, assume-se que toda a estrutura obedece à lei de Hooke (ver ponto 2.3.1 deste trabalho), voltando ao seu estado inicial ao remover o carregamento, quando a tensão de cedência não foi ultrapassada. Na *Figura 25* apresenta-se o gráfico tensão-deformação do aço estrutural corrente.

Para efectuar o dimensionamento, admite-se a estrutura sujeita a carregamentos correspondentes a situações extremas, com uma probabilidade muito baixa (definida nos regulamentos estruturais) de ocorrerem durante a sua vida útil. Estruturas estaticamente determinadas são analisadas usando apenas considerações de equilíbrio estático, enquanto para estruturas estaticamente indeterminadas se recorre geralmente à teoria da elasticidade linear para obtenção dos esforços. Os vários carregamentos podem ser combinados por sobreposição de modo a obterem-se os casos mais desfavoráveis para o dimensionamento.

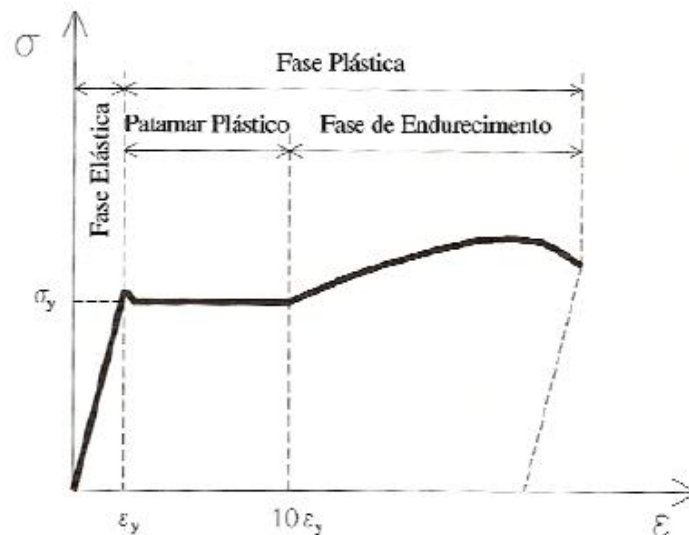


Figura 25 – Diagrama tensão-deformação do aço estrutural corrente.

Durante o dimensionamento são calculadas as dimensões da secção dos vários elementos da estrutura, garantindo que as tensões permitidas não são excedidas. As tensões resistentes são reduzidas, por exemplo, quando pode ocorrer instabilidade devida à encurvadura, nomeadamente em membros esbeltos. As deformações dos membros quando sujeitos ao carregamento de serviço devem ser calculadas como parte da análise e comparadas com os limites impostos pelos códigos.

As tensões admissíveis são obtidas dividindo a tensão de cedência ou a tensão crítica de encurvadura (em caso de elementos susceptíveis de instabilidade) por um factor de segurança para ter em conta variações na resistência dos materiais, falhas durante o processo de fabrico, possíveis sobrecargas, etc.

2.2.3.2. Aplicação prática

Devido aos bons resultados obtidos e à facilidade de aplicação, a análise elástica constitui o método mais utilizado para análise estrutural.

O EC3 define que esta teoria pode ser utilizada em qualquer caso, já que se traduz em resultados mais conservativos do que os obtidos com base na teoria plástica

2.2.4. Dimensionamento Plástico

2.2.4.1. Introdução

A teoria da plasticidade, iniciada em 1969 na Universidade de Cambridge [12], considera que quando um elemento metálico é carregado para além do ponto de cedência, a tensão permanece constante enquanto a extensão aumenta, processo retratado na *Figura 26*. Para uma viga sujeita a um acréscimo de carregamento este comportamento traduz-se pela formação de uma rótula plástica considerando apenas a resistência plástica da secção ao momento flector.

A teoria plástica é baseada na determinação da menor carga que causa o colapso da estrutura, i.e. da carga que provoca a formação de rótulas plásticas suficientes para a estruturas se tornar num mecanismo. Genericamente, são três os requisitos essenciais para a análise plástica de estruturas: (i) verificação de equilíbrio, (ii) satisfação dum critério de cedência e (iii) verificação de colapso plástico da estrutura.

Modelo Elasto-Plástico

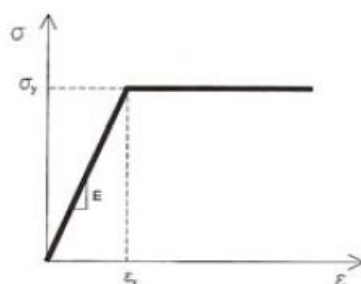


Figura 26 – Modelo plástico do comportamento físico do aço.

Durante o dimensionamento a estrutura é sujeita a cargas majoradas e analisada plasticamente. De um modo sistemático, a carga de colapso plástico de uma estrutura será atingida quando: (i) se tiver uma distribuição de momentos estaticamente admissível; (ii) os momentos actuantes não forem superiores ao momento plástico da secção (critério de cedência); (iii) a estrutura se tiver transformado num mecanismo.

Os métodos de análise plástica limite podem ser: (i) limite inferior, conduzindo a uma estimativa da carga de colapso plástico da estrutura por defeito (estando do lado da segurança), já que dos três requisitos acima enunciados não obriga à formação de um mecanismo; (ii) de limite superior, conduzindo a uma estimativa da carga de colapso plástico da estrutura por excesso (insegura), já que dos três requisitos acima não obriga a uma distribuição de momentos estaticamente admissível [13].

Os programas de cálculo automático têm-se revelado muito eficazes na análise elasto-plástica de estruturas que primeiramente apresentam comportamento elástico e, à medida que o carregamento aumenta, se formam sucessivamente rótulas até se tornar num mecanismo. Para uma análise mais detalhada destas estruturas, podem-se ter em conta as suas deformações. No entanto, estes efeitos de segunda ordem apenas se tornam significativos em estruturas esbeltas e/ou susceptíveis de oscilar.

2.2.4.2. Aplicação prática

As propriedades mecânicas do aço conferem-lhe uma particular aptidão para a aplicação de métodos de dimensionamento plástico. Dados os requerimentos do EC3 em relação ao aço: comportamento aproximadamente elasto-plástico com a existência de um patamar de cedência, extensão após rotura superior a 15%, $f_u/f_y \geq 1,10$ e $\epsilon_u \geq 15\epsilon_y$, pode-se não só avaliar a resistência das secções assumindo a plastificação total das mesmas, como também avaliar a capacidade resistente global de uma estrutura tirando partido da sua hiperestaticidade e da sua plastificação progressiva até à formação de um mecanismo. Consequentemente, é possível obter estruturas mais económicas, através de um maior aproveitamento dos materiais.

Em termos práticos, as abordagens variam consoante o objectivo seja uma avaliação mais ou menos detalhada. Para o pré-dimensionamento ou uma verificação expedita de um projecto, dá-se preferência aos métodos manuais, enquanto numa análise detalhada do dimensionamento, se utilizam habitualmente programas de cálculo automático. Enquanto no primeiro caso é usual recorrer-se métodos de análise plástica limite, no segundo é já possível conduzir uma análise elasto-plástica, com eventual consideração de efeitos geometricamente e fisicamente não lineares.

2.2.5. Dimensionamento a partir da Teoria dos Estados Limite

Tendo sido desenvolvido primeiramente com o objectivo de analisar estruturas em betão armado, este tipo de análise é agora aceite como um óptimo método de dimensionamento para todo o tipo de materiais. Inclui princípios das teorias da elasticidade e plasticidade e incorpora ainda outros factores relevantes de modo a obter resultados realistas. A teoria do estado limite tem na sua base os seguintes conceitos:

- São tidas em conta, individualmente, todas as condições que possam causar o colapso da estrutura ou o seu mau desempenho para o seu uso predefinido. Estes estados definem-se como estados limite;
- O dimensionamento é baseado no comportamento dos materiais e estruturas reais estabelecido a partir de testes e observações de longa duração. A boa prática deve ser respeitada com vista a não se atingirem alguns estados limite.
- O dimensionamento assenta em bases estatísticas e teorias probabilísticas. É sabido que nenhum dimensionamento pode ser considerado inteiramente seguro, apenas uma baixa probabilidade de não se atingir um estado limite pode ser garantida. No entanto, até ao presente não tem sido possível efectuar um dimensionamento inteiramente probabilístico, pelo que a base desta teoria se mantém principalmente determinística.
- Coeficientes de segurança independentes, para cargas e materiais, são estabelecidos. Isto permite uma maior garantia frente a incertezas relativas ao carregamento, variações na resistência dos materiais e os efeitos das imperfeições durante o fabrico e elevação da estrutura. Tais coeficientes conferem ainda uma reserva de resistência contra o colapso.

Em Portugal o código de estado limite actualmente utilizado para dimensionamento de estruturas de aço, é o Eurocódigo 3, o qual é referido em detalhe mais adiante no *ponto 2.4.3*.

2.2.6. Análise pelo Método dos Elementos Finitos (MEF)

A contínua evolução dos recursos informáticos computacionais tem levado a uma crescente utilização e credibilidade do método dos elementos finitos. Hoje em dia, é corrente o uso de elementos bi ou tridimensionais, constituindo este método uma poderosa ferramenta para análise de estruturas.

O Eurocódigo 3 permite a utilização do método dos elementos finitos e métodos avançados de análise. Embora na Parte 1-1 [14] se encontre apenas uma referência a estes métodos (cláusula 5.4.1(1)), a parte 1-5 [15] inclui o Anexo C, especificamente dedicado a este aspecto, e a parte 1-6 foi desenvolvida numa lógica de utilização de programas de elementos finitos e métodos de análise avançada.

2.3. Tipos de Análise

A análise estrutural permite ao engenheiro o conhecimento da resposta de uma estrutura submetida a diversos tipos de acções.

Geralmente, entende-se como resposta da estrutura, os deslocamentos e os esforços internos produzidos por um dado carregamento. Porém, o conceito de resposta pode abranger outros parâmetros, como por exemplo, a frequência de vibração sob a acção de cargas dinâmicas.

Com os resultados da análise estrutural obtidos, o engenheiro pode dimensionar adequadamente a estrutura, para que a mesma não apresente deslocamentos excessivos e nunca venha a ser solicitada além da sua capacidade resistente, assegurando-se desta forma, o conforto e a segurança por parte dos seus utilizadores.

A avaliação do comportamento de uma estrutura, submetida a um conjunto de acções, é efectuada através do estabelecimento de relações entre as acções e os efeitos por elas provocados (por exemplo, tensões, deformações, deslocamentos). A determinação dessas relações requer a consideração de quatro tipos de equações [16]:

- (i) Equações de Equilíbrio - Estabelecem relações entre forças aplicadas e tensões desenvolvidas no elemento.
- (ii) Relações Constitutivas - Relacionam tensões e deformações.
- (iii) Relações Cinemáticas - Estabelecem relações entre deformações e deslocamentos.
- (iv) Equações de Compatibilidade - Garantem que a estrutura respeita as ligações dos vários elementos entre si e dos vários elementos com o exterior (condições de fronteira do problema). São normalmente incluídas nas equações cinemáticas.

O nível de precisão dos resultados da análise de uma estrutura depende, em grande parte, do número e tipo de hipóteses simplificativas adoptadas na formulação dos tipos de equações anteriormente mencionados. Assim, os diferentes tipos de análise existentes e os correspondentes graus de aproximação em relação à solução "exacta" de um determinado problema (solução que descreve o comportamento real da estrutura) dependem das simplificações adoptadas.

Assim, a análise estrutural depende de vários factores, de entre os quais:

- i. Variação das acções com o tempo
- ii. Configuração da estrutura em que o equilíbrio é estabelecido (deformada ou indeformada)
- iii. Comportamento adoptado para o material

Quanto ao *primeiro* factor este pode ser classificado como estática ou dinâmica.

Quanto ao *segundo*, a análise pode ser classificada como de primeira ordem, quando o equilíbrio é estabelecido na configuração indeformada da estrutura, de modo a que os deslocamentos provocados pelos carregamentos não introduzam esforços adicionais; ou de segunda ordem, quando o equilíbrio é estabelecido na configuração deformada, ou seja, quando os deslocamentos introduzem esforços adicionais na estrutura. A análise de segunda ordem pode também designar-se como análise geometricamente não linear.

Quanto ao *terceiro* factor, o comportamento do material, este pode ser elástico-linear, o que significa que o material apresenta resistência e capacidade de deformação proporcionais, ou então o comportamento pode ser elasto-plástico, perfeito ou com endurecimento. Quando o comportamento elasto-plástico (perfeito ou com endurecimento). Quando se considera comportamento elasto-plástico a análise diz-se análise fisicamente não-linear.

Os tipos de análise mais usuais são descritos nos subcapítulos seguintes.

2.3.1. Análise Elástica Linear de 1ª ordem

Uma análise elástica linear de 1ª ordem resulta da adopção de hipóteses simplificativas na descrição do comportamento geométrico da estrutura e do comportamento físico do material, as quais se designam por hipóteses de:

- i. Linearidade Física - Adopção de uma relação constitutiva elástica linear no comportamento do material, à qual corresponde uma relação de proporcionalidade entre os tensores das tensões e das deformações.
- ii. Linearidade Geométrica - Adopção da hipótese dos pequenos deslocamentos, segundo a qual as equações de equilíbrio são estabelecidas na configuração indeformada da estrutura e as relações cinemáticas são formuladas com termos lineares.

Entre os materiais que apresentam um comportamento elástico linear na fase inicial de carregamento encontra-se o aço, o qual se mantém em regime elástico até atingir a tensão de cedência (ver *Figura 23*) e posteriormente se caracteriza por exibir deformações em regime plástico. A relação constitutiva considerada, na hipótese de linearidade física assume a forma

$$\sigma_{ij} = C_{ijkl} \varepsilon_{kl} \quad (1)$$

onde σ_{ij} e ε_{kl} são, respectivamente, o tensor das tensões e das deformações e C_{ijkl} é um tensor de quarta ordem que contém as constantes elásticas que caracterizam o comportamento do material (os índices k e l são índices que respeitam a convenção da soma). A expressão é designada por Lei de Hooke generalizada [17].

Para materiais isotrópicos e em estados de tensão uniaxial pode-se adoptar a expressão:

$$\sigma = E \varepsilon \quad (2)$$

onde E é o módulo de elasticidade (ou módulo de Young) do material.

Considerando, de acordo com a hipótese da linearidade geométrica, que as relações cinemáticas (relações entre deformações e deslocamentos) contém apenas termos lineares (de 1º grau), as componentes de deformação são combinações lineares de derivadas das componentes de deslocamento e apresentam a seguinte forma em coordenadas cartesianas,

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (3)$$

onde ε_{ij} é o tensor das deformações e $u_{i,j}$ é a derivada da componente i do campo de deslocamento em ordem à coordenada j, sendo $u_{j,i}$ a derivada recíproca

Ao adoptar as hipóteses da linearidade física e geométrica, é possível aplicar o Princípio da Sobreposição de Efeitos às análises elásticas lineares. Segundo este Princípio, uma combinação linear das soluções das análises efectuadas tendo por base um sistema de cargas

elementar é igual à solução de uma única análise resultante da combinação linear dos vários sistemas de cargas elementares.

2.3.2. Análise Não Linear

A realização de uma análise elástica linear (de 1ª ordem) de uma estrutura para avaliar o seu comportamento é algo limitativa, em virtude de não tomar em consideração uma série de factores de natureza geométrica e física, que quase sempre ganham relevância à medida que os níveis de carregamento e de deformação aumentam. Para além de não permitir modelar a degradação de resistência de uma estrutura devido à plastificação progressiva do material constitutivo, a execução de uma análise elástica linear (de 1ª ordem) também não permite evidenciar outros fenómenos de características intrinsecamente não lineares, tais como os fenómenos de instabilidade (dos quais se destacam os fenómenos de natureza geometricamente não linear, pelo que se torna necessário estabelecer o equilíbrio na posição deformada da estrutura). Assim, os efeitos não lineares estão intimamente ligados às duas hipóteses referidas anteriormente e podem ser classificados como:

- i. Efeitos Geometricamente Não Lineares – Dizem respeito ao estabelecimento das equações de equilíbrio na configuração deformada da estrutura e estão associados às relações cinemáticas (deformações-deslocamentos) com termos não lineares.
- ii. Efeitos Fisicamente Não Lineares – Traduzem uma relação constitutiva não linear (ou, no mínimo, linear por troços) e estão associados à degradação de rigidez (cedência e plastificação) do material sob aumento da deformação.

Os efeitos físicos estão obviamente relacionados com as propriedades físicas dos materiais. A hipótese da linearidade física admite que a relação constitutiva do material é linear (material elástico linear). Como se pode observar na *Figura 25*, esta hipótese permanece válida sempre que o nível de tensão seja inferior à tensão de cedência do material, o que sucede para carregamentos de valor baixo a moderado. Ao atingir a tensão de cedência, o aço perde capacidade resistente para incrementos de carga e também a capacidade de recuperação da forma inicial. A descarga tem lugar numa trajectória de equilíbrio paralela à fase elástica, após a qual o aço exhibe uma deformação permanente (ou deformação residual). Após o patamar de cedência, a curva tensão-deformação do aço exhibe um ligeiro endurecimento, o qual não é normalmente tido em consideração nas análises elasto-plásticas.

Desta forma, o comportamento fisicamente não linear do aço pode ser aproximado através de vários modelos, com diferentes níveis de aproximação do comportamento real, tais como (ver *Figura 27*):

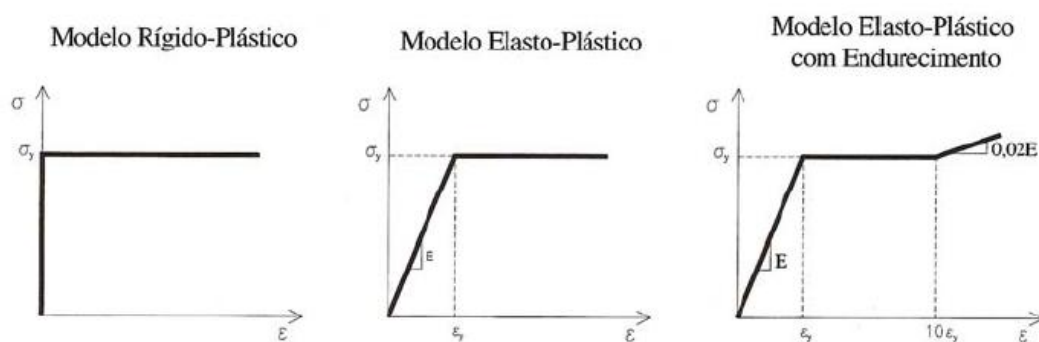


Figura 27 – Modelos do comportamento físico do aço.

- i. Rígido-Plástico - Este modelo não considera a ocorrência de deformação do material até se atingir a sua tensão de cedência (σ_y). A partir do momento em que se atinge a tensão de cedência, o material apresenta deformações ilimitadas sob tensão constante.
- ii. Elasto-Plástico - Neste modelo, o material possui um comportamento elástico linear até se atingir a tensão de cedência (σ_y), apresentando de seguida deformações ilimitadas a tensão constante.
- iii. Elasto-Plástico com Endurecimento - Este modelo tem um comportamento igual ao apresentado pelo modelo elasto-plástico, mas com um limite máximo do patamar de cedência, após o qual exibe um ligeiro acréscimo de resistência que pretende modelar o endurecimento (ver *Figura 25*).

2.3.3. Critérios para a escolha do tipo de análise

A análise estrutural mais simples e mais utilizada no meio profissional, é a estática, de primeira ordem e elástica linear. A relação entre carga e deslocamento é sempre linear, como se pode observar na *Figura 28*. Obviamente uma análise deste tipo apresenta alguns condicionamentos e, dependendo do tipo de estrutura que se pretende estudar, pode não reproduzir com precisão o comportamento da estrutura.

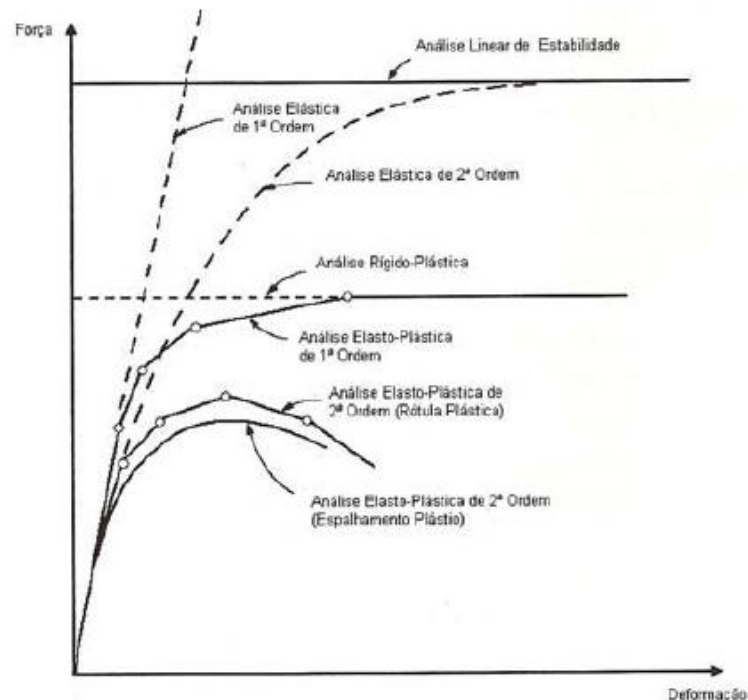


Figura 28 – Relação carga-deslocamento dos diferentes tipos de análise

O tipo de análise deve ser tido em conta considerando as seguintes orientações [18]:

- a) Análise estática e dinâmica: a análise dinâmica é aconselhável quando a estrutura apresenta um amortecimento muito pequeno ou é muito sensível a acções que variem rapidamente no tempo. Tem-se como exemplo estruturas metálicas que suportem máquinas ou susceptíveis de absorver impactos
- b) Análise linear e análise geometricamente não linear: A precisão dos resultados obtidos através da análise elástica de 1ª ordem diminui com o aumento de carga (aumentam os efeitos não lineares) e torna-se menor em estruturas com pouca restrição a deslocamentos laterais (locais ou globais). Assim, uma análise com não linearidade

geométrica é recomendada para estruturas com membros esbeltos, com esforços elevados ou com grandes deformações, nos quais os efeitos não lineares tomam uma grande importância. De forma a aproveitar as propriedades da análise linear (facilidade de implementação e possibilidade de utilização do princípio da sobreposição dos efeitos) e aumentar a precisão dos resultados, é frequente combinar os resultados de uma análise elástica de 1ª ordem com metodologias aproximadas que, de alguma forma, tenham em conta os efeitos não lineares. Este procedimento é permitido por diversos regulamentos de estruturas de aço, como o EC3.

- c) Análise elástica e análise fisicamente não linear: não é usual considerar não linearidade física no dimensionamento de estruturas metálicas, pois, mesmo existindo tensões residuais derivadas do processo de fabrico, as estruturas trabalham normalmente com tensões abaixo do limite de proporcionalidade do material. Assim sendo, nestes casos não se torna necessária uma análise tão aprofundada. A não linearidade física é sobretudo importante quando se pretende conhecer o comportamento da estrutura na iminência do colapso (com rótulas plásticas formadas), ou seja, quando toda a capacidade resistente do material é solicitada. Esta análise leva obviamente a resultados mais económicos.

O efeito da não linearidade geométrica e física no desempenho das estruturas metálicas encontra-se muito estudado, [19] e [20]. Alguns autores defendem que, em estruturas correctamente dimensionadas, o acréscimo nos deslocamentos e esforços obtidos por análises não lineares é, na maioria das vezes, inferior a 10% dos obtidos em análises lineares [3].

O EC3 apresenta condições para as quais se pode adoptar uma análise de 1º grau. Estas condições encontram-se apresentadas no ponto 3.2.1 deste trabalho.

2.4.Regulamentação

2.4.1. Introdução

Anteriormente, o projecto de estruturas metálicas em Portugal era regulamentado pelo Regulamento de Estrutura de Aço para Edifícios (REAE), aprovado pelo Decreto-Lei nº 46160, de 19 de Janeiro de 1965 e posteriormente compatibilizado com o Regulamento de Segurança e Acções (RSA) [21] em 1986 pelo Decreto-Lei nº 211/86, de 31 de Julho.

Porém, com o objectivo de uniformizar as regras de cálculo e dimensionamento para os diversos tipos de estrutura, procedeu-se, desde a década de 70, ao desenvolvimento de regulamentos Europeus para o dimensionamento de estruturas designados por Eurocódigos, estando nesta altura aprovados e em vigor em Portugal. Os Eurocódigos enquadram-se na Directiva Comunitária 89/106/EEC dos Produtos da Construção que visa estabelecer os requisitos essenciais a que devem obedecer os produtos da construção. Estes são nomeadamente: (i) resistência mecânica e estabilidade; (ii) resistência ao fogo; (iii) higiene, saúde e ambiente; (iv) segurança na utilização; (v) protecção contra o ruído; e (vi) economia de energia e retenção de calor. Os Eurocódigos abrangem os dois primeiros e podem ser designados da seguinte forma:

- EN 1990 Eurocódigo 0: Bases de Projecto
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acções de Estruturas

- EN 1992 Eurocódigo 2: Projecto de Estruturas de Betão
- EN 1993 Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço
- EN 1994 Eurocódigo 4: Projecto de Estruturas Mistas Aço-Betão
- EN 1995 Eurocódigo 5: Projecto de Estruturas de Madeira
- EN 1996 Eurocódigo 6: Projecto de Estruturas de Alvenaria
- EN 1997 Eurocódigo 7: Projecto Geotécnico
- EN 1998 Eurocódigo 8: Disposições para Projecto de Estruturas Resistentes aos Sismos
- EN 1999 Eurocódigo 9: Projecto de Estruturas de Alumínio

Além dos Eurocódigos, existem também Anexos Nacionais que os complementam, realizados pelos organismos de normalização nacionais (em Portugal, o LNEC e o IPQ), onde são indicadas disposições específicas aplicáveis a cada país, tais como: aspectos climáticos, de zonamento sísmico, etc. [13].

2.4.2. Eurocódigo 3

A norma EN 1993 (Eurocódigo 3: Projecto de Estruturas de Aço), também designada simplifadamente por EC3, encontra-se dividida nas seguintes partes:

- EN 1993-1: Regras gerais e regras para edifícios
- EN 1993-2: Pontes
- EN 1993-3: Torres, mastros e chaminés
- EN 1993-4: Depósitos, silos e oleodutos
- EN 1993-5: Estacas
- EN 1993-6: Estruturas de aparelhos de elevação

Devido à sua grande extensão, a Parte 1 do Eurocódigo 3 encontra-se ainda subdividida nas 12 partes seguintes:

- EN 1993-1-1: Regras gerais e regras para edifícios
- EN 1993-1-2: Verificação de resistência ao fogo
- EN 1993-1-3: Elementos e chapas finas enformados a frio
- EN 1993-1-4: Aço inoxidável
- EN 1993-1-5: Estruturas constituídas por placas
- EN 1993-1-6: Resistência e estabilidade de estacas
- EN 1993-1-7: Estruturas constituídas por placas carregadas transversalmente
- EN 1993-1-8: Ligações
- EN 1993-1-9: Fadiga
- EN 1993-1-10: Tenacidade dos materiais e propriedades no sentido da espessura
- EN 1993-1-11: Dimensionamento de estruturas com componentes traccionadas em aço
- EN 1993-1-12: Regras suplementares para aço de alta resistência

Enquanto a Parte 1-1 consiste em regras gerais para análise e dimensionamento de elementos estruturais (vigas, pilares, tirantes, etc.), as restantes partes referem-se mais especificamente a componentes metálicos, estados limite ou materiais, podendo-se destacar

as Partes 1-5 relativa à análise de elementos laminares e a Parte 1-8 referente às ligações. Estas três partes são as de maior uso actualmente.

O EC3 deve ser aplicado tendo também em conta as normas dos produtos (EN's, que fornecem as características dos materiais), a norma de execução de estruturas de aço (EN 1090, que garante uma qualidade de execução compatível com as regras de dimensionamento do EC3) e os Anexos Nacionais do EC3 (que, como referido anteriormente, especificam os parâmetros nacionais relativos a acções e níveis de segurança, bem como algumas opções relativas a metodologias de dimensionamento).

2.4.3. Bases de Dimensionamento do Eurocódigo 3

O EC3 deve ser utilizado de forma consistente com as seguintes normas

- EN1990, Eurocódigo 0: Bases de Projecto [5]
- EN 1991 Eurocódigo 1: Acções em Estruturas [6]
- EN 1997: Projecto Geotécnico. [22]
- EN 1998 Eurocódigo 8: Disposições para Projecto de Estruturas Resistentes aos Sismos [23]

No capítulo 2 da Parte 1-1 do EC3 são apresentadas as suas bases de dimensionamento.

Os métodos do EC3 são essencialmente os mesmos dos utilizados pela BS 5950 [24], baseados nos princípios dos Estados Limite utilizando factores de segurança parciais. Este método é explicado detalhadamente na EN 1990. Segundo esta norma, uma estrutura deverá ser sempre dimensionada de modo a satisfazer adequadamente as seguintes exigências:

- Resistência estrutural
- Bom desempenho em serviço
- Durabilidade
- Resistência ao fogo
- Robustez (de modo a evitar colapsos despropositados devidos a explosões, impactos e consequências de erros humanos)

Por outras palavras, uma estrutura deve ser dimensionada e executada de forma a desempenhar com eficácia as funções para as quais foi concebida, durante o seu período de vida predefinido. Para tal, devem ser verificadas condições que impeçam o seu colapso (estados limite últimos), condições que garantam um bom desempenho em serviço (estados limite de utilização) e ainda condições relativas à sua durabilidade (protecção contra a corrosão, contra o fogo, etc.).

Um Estado Limite Último corresponde a um estado relacionado com a segurança da estrutura e segurança de pessoas (eventualmente também com a protecção do conteúdo da estrutura). Geralmente verificam-se os estados limite últimos de resistência, de estabilidade, de perda de equilíbrio e de rotura por fadiga.

Um Estado Limite de Utilização está associado a limitações de durabilidade, aspecto, bom funcionamento da estrutura e conforto. Em termo de estados limite de utilização deve-se condicionar deformações, vibrações e danos que afectem a aparência, durabilidade e funcionamento da estrutura.

2.4.3.1. Aço estrutural segundo o EC3

O EC3-1-1 dedica o seu Capítulo 3 ao aço estrutural onde indica as suas principais características. A *cláusula 3.2.1* informa que os valores da tensão de cedência, f_y , e tensão de rotura à tracção, f_u , podem ser retiradas directamente da *Tabela 1* ou da norma EN10025: 2004 [25] para aços em perfis laminados. Embora não esteja explícito no EC3, é recomendado que, para secções laminadas, seja usada a espessura do membro mais espesso para definir uma única tensão de cedência a aplicar a secção inteira.

De modo a assegurar que as estruturas são dimensionadas segundo o EC3 com aço que possui a ductilidade adequada, são estabelecidas as seguintes condições na *cláusula 3.2.2 (1)*: (i) $f_y/f_u \geq 1,10$; (ii) extensão na rotura $> 15\%$; e (iii) $\varepsilon_u \geq 15\varepsilon_y$, onde ε_u é a extensão de cedência e ε_y a extensão de cedência. Todos os tipos de aço apresentados na *Tabela.1* verificam estes critérios não necessitando de ser verificados e podendo ser utilizados em estruturas metálicas analisadas e/ou dimensionadas através de métodos plásticos

Tabela 1 – Valores nominais da tensão de cedência f_y e da tensão de rotura à tracção f_u dos aços macios correntes (EN 10025-2)

Standard and steel grade	Thickness t mm ^{a)}			
	t ≤ 40 mm		40 mm < t ≤ 80 mm	
	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)	f_y (N/mm ²)	f_u (N/mm ²)
EN 10025				
S 235	235	360	215	340
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	490
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	540	390	520
S 460 N/NL	460	570	430	550
S 275 M/ML	275	380	255 ¹⁾	360 ¹⁾
S 355 M/ML	355	470	335 ¹⁾	450 ¹⁾
S 420 M/ML	420	520	390 ¹⁾	500 ¹⁾
S 460 M/ML	460	550	430 ¹⁾	530 ¹⁾
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
¹⁾ For flat products: 40 mm < t ≤ 63 mm only;				
^{a)} t is the nominal thickness of the element				

As propriedades mecânicas dos aços de construção correntes (laminados a quente) são especificadas na *cláusula 3.2.6* e são as seguintes:

- Módulo de Elasticidade: $E = 210\,000\text{ GPa}$
- Módulo de Distorção: $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81\,000\text{ GPa}$
- Coeficiente de Poisson: $\nu = 0,3$
- Coeficiente de dilatação térmica: $\alpha = 12 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$ (até 100°C)
- Massa volúmica: $\rho = 7850\text{ kg/m}^3$

2.4.3.2. Classificação das secções

A classificação de uma secção está relacionada com a forma como a sua resistência e capacidade de rotação são influenciadas por fenómenos de encurvadura local. Enquanto que numa secção compacta as zonas comprimidas podem plastificar completamente, numa secção esbelta isso pode já não acontecer, devido aos fenómenos de encurvadura local.

Esta classificação depende das dimensões e tensões de cedência dos seus elementos (paredes) comprimidos, os quais podem ser (i)interiores ou (ii)salientes. Esta distinção entre paredes interiores e salientes é relevante para a utilização da *Tabela 2* (*Tabela 5.2* do EC3-1-1) e *Tabela 4.1* do EC3-1-5. A *Figura 29* identifica as paredes interiores e exteriores de uma secção.

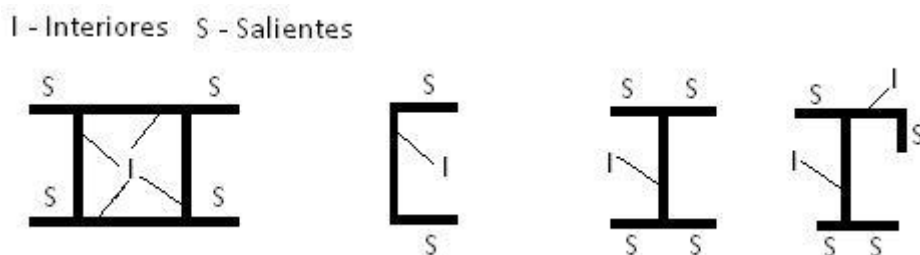


Figura 29 - Identificação das paredes de uma secção de acordo com o EC3.

O EC3-1-1 considera 4 classes que se caracterizam consoante a sua capacidade de rotação e capacidade para formar uma rótula plástica:

- **Classe 1** - As secções de Classe 1 podem atingir a resistência plástica e têm capacidade de rotação suficiente para se formar uma rótula plástica.
- **Classe 2** - As secções de Classe 2 podem atingir a resistência plástica mas não se pode garantir a capacidade de rotação suficiente para se formar uma rótula plástica.
- **Classe 3** - As secções de Classe 3 podem atingir a resistência elástica (tensão de cedência, f_y) na fibra mais solicitada.
- **Classe 4** - As secções de Classe 4 não conseguem atingir sequer a resistência elástica ($\sigma_{max} < f_y$), devido à ocorrência de fenómenos de encurvadura local. Caso uma secção seja de classe 4, para fins do cálculo da sua resistência última, essa secção deve ser substituída por uma secção efectiva (fictícia) de classe 3 com menores dimensões.

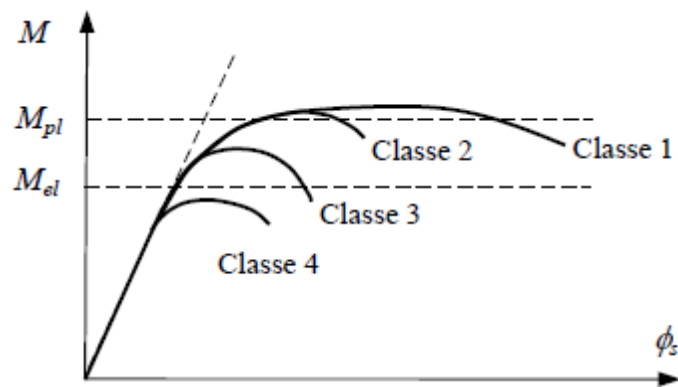


Figura 30 – Comportamento de seções à flexão

A classificação de uma secção faz-se classificando os seus elementos comprimidos, através da *Tabela 2* (*Tabela 5.2* do EC3-1-1) e a partir dos diagramas de tensões actuantes.

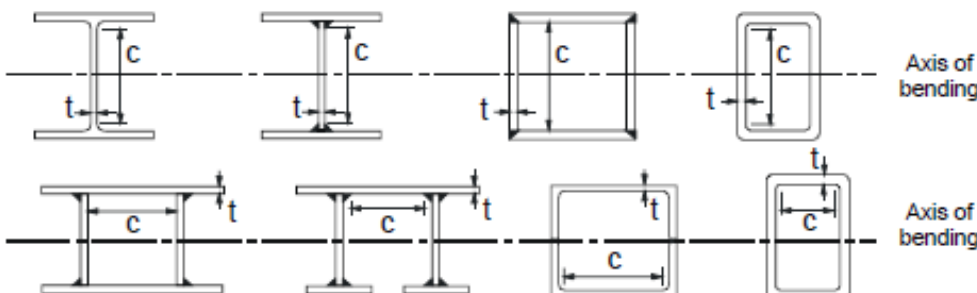
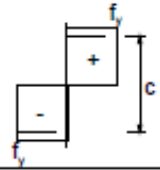
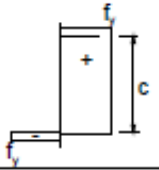
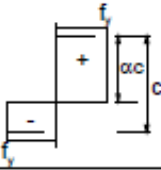
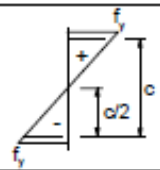
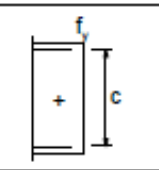
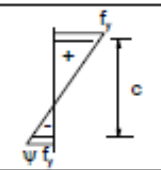
A classificação faz-se com base:

- na esbelteza dos elementos (parâmetro c/t , em que c é o comprimento e t a espessura dos seus elementos).
- do parâmetro $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$;
- no facto de o elemento (parede) é interior ou saliente;
- no coeficiente de encurvadura $K\sigma$, relacionado com a encurvadura local dos elementos;
- nos esforços que actuam sobre a secção no estado limite último (note-se que a determinação de uma secção submetida a flexão composta não é imediata, pelo que, conservativamente, se pode considerá-la como sujeita a compressão pura).

Considera-se a classe de uma secção como a maior das classes dos seus elementos comprimidos e a classe de uma barra como a maior das classes das suas secções.

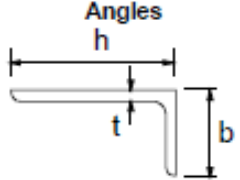
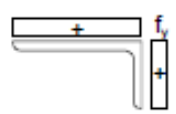
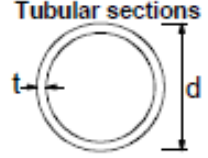
A grande maioria dos perfis laminados correntes são de classe 1 e 2 para qualquer solicitação. Já os perfis soldados e enformados a frio são frequentemente de classe 3 ou 4.

Tabela 2 – Relações máximas comprimento espessura de elementos internos

Internal compression parts						
						
Class	Part subject to bending	Part subject to compression	Part subject to bending and compression			
Stress distribution in parts (compression positive)						
1	$c/t \leq 72\epsilon$	$c/t \leq 33\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{396\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{36\epsilon}{\alpha}$			
2	$c/t \leq 83\epsilon$	$c/t \leq 38\epsilon$	when $\alpha > 0,5$: $c/t \leq \frac{456\epsilon}{13\alpha - 1}$ when $\alpha \leq 0,5$: $c/t \leq \frac{41,5\epsilon}{\alpha}$			
Stress distribution in parts (compression positive)						
3	$c/t \leq 124\epsilon$	$c/t \leq 42\epsilon$	when $\psi > -1$: $c/t \leq \frac{42\epsilon}{0,67 + 0,33\psi}$ when $\psi \leq -1^*)$: $c/t \leq 62\epsilon(1 - \psi)\sqrt{(-\psi)}$			
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71

*) $\psi \leq -1$ aplica-se quando a tensão de compressão $\sigma < f_y$ ou a extensão de tracção $\epsilon_y > f_y/E$

Tabela 2 (continuação) – Relações máximas comprimento espessura de elementos internos

Refer also to "Outstand flanges" (see sheet 2 of 3)				Does not apply to angles in continuous contact with other components		
Class	Section in compression					
Stress distribution across section (compression positive)						
3	$h/t \leq 15\epsilon : \frac{b+h}{2t} \leq 11,5\epsilon$					
						
Class	Section in bending and/or compression					
1	$d/t \leq 50\epsilon^2$					
2	$d/t \leq 70\epsilon^2$					
3	$d/t \leq 90\epsilon^2$					
NOTE For $d/t > 90\epsilon^2$ see EN 1993-1-6.						
$\epsilon = \sqrt{235/f_y}$	f_y	235	275	355	420	460
	ϵ	1,00	0,92	0,81	0,75	0,71
	ϵ^2	1,00	0,85	0,66	0,56	0,51

2.4.3.3. Outros aspectos

Na verificação de segurança de estruturas em aço, os valores resistentes R_d devem ser obtidos a partir dos correspondentes valores característicos R_k , dividindo-os por coeficientes parciais de segurança e obtendo-se assim os valores de cálculo, conforme descrito no ponto 2.4 no EC3. Os coeficientes respectivos encontram-se especificados nos Anexos Nacionais. No Anexo Nacional Português (2007) é estabelecido, para edifícios, $\gamma_{M0} = \gamma_{M1} = 1,0$ e $\gamma_{M2} = 1,25$, os quais coincidem com os valores sugeridos no ponto 6.1 no EC3.

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} \quad (4)$$

Outras disposições relativas a ligação aparafusadas, soldadas, rebitadas e articuladas são apresentadas na parte 1-8 do EC3.

A convenção do eixo de secções metálicas do EC3 encontra-se definida no ponto 1.7 da Parte 1-1 e é ilustrada na *Figura 31*. De acordo com essa convenção o eixo x é o eixo do membro; y é o eixo da secção paralelo aos banzos e z é o eixo da secção perpendicular aos banzos.

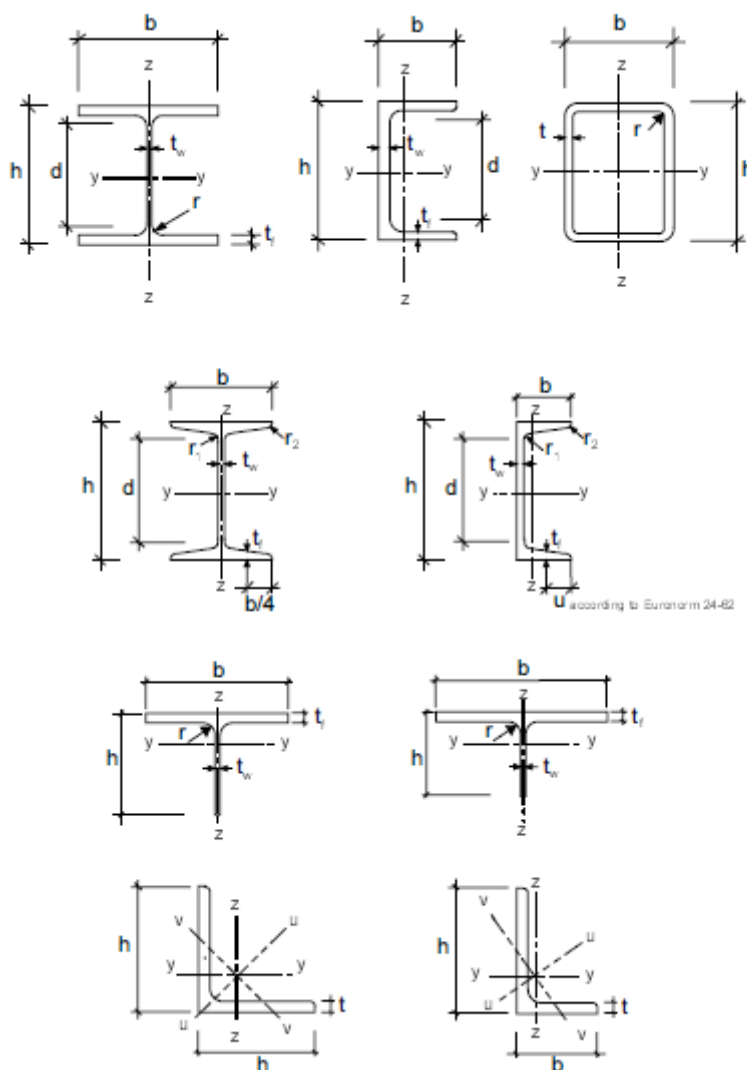


Figura 31 – Convenção de eixos do EC3.

3. DISPOSIÇÕES DOS EUROCÓDIGOS PARA ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DE CÚPULAS METÁLICAS

3.1. Acções

As acções a utilizar na análise de estruturas encontram-se especificadas no Eurocódigo 1, com já dito anteriormente. As acções permanentes e as sobrecargas num projecto de estruturas metálica podem-se resumir a:

- a) Acções Permanentes
 - a. Peso próprio da estrutura resistente
 - b. Peso próprio do revestimento
 - c. Peso próprio de elementos de iluminação ou suspensão de cargas
- b) Acções Variáveis
 - a. Sobrecarga na cobertura
 - b. Efeito da variação da temperatura
 - c. Acções devidas ao vento
 - d. Acções devidas à neve
 - e. Acções devidas ao sismo

É de notar que nas coberturas, as sobrecargas e as cargas da neve ou do vento não devem ser aplicadas simultaneamente.

Nas áreas onde se encare a possibilidade de, numa fase posterior, acrescentar ou remover pesos, devem ser considerados os casos de carga críticos.

O local de implantação da estrutura foi definido na Costa da Caparica.

3.1.1. Acções permanentes

Devido à utilização de programas de cálculo automático, o peso próprio da estrutura resistente pode, hoje em dia, ser avaliado automaticamente. Para tal, é apenas necessário definir a geometria da estrutura e o peso volúmico dos materiais que a constituem.

O peso volúmico do aço estrutural, definido no Anexo A do EC1 é de 77,0 a 78,5 kN/m³. Neste trabalho utilizou-se um valor médio de 78 kN/m³.

Relativamente ao peso próprio do revestimento, varia normalmente de 0,05 a 0,5 kN/m² [7] dependendo obviamente do material e tipo de solução empregue. As soluções metálicas de revestimento mais comuns encontram-se detalhadas na literatura, sugerindo-se, para cálculo do seu peso e de outros revestimentos, o recurso às *Tabelas Técnicas* [26].

Neste tipo de estrutura existe muitas vezes a necessidade de acrescentar certos elementos de iluminação, som, etc., que funcionam como suspensões. No sentido de cobrir esta acção, é usual adicionar-se uma parcela ao peso próprio, que varia consoante os elementos a suspender. Geralmente, esta parcela não ultrapassa os 0,3 kN/m² [7].

3.1.2. Sobrecarga

A sobrecarga varia consoante a categoria de utilização da cobertura definida na *Tabela 3* (*Quadro 6.9* do EC1-1-1). Coberturas de cúpulas são classificadas na sua grande maioria como tendo categoria H. Os valores recomendados podem-se retirar da *Tabela 4* (*Quadro 6.10* do EC1) e são: para a carga distribuída, $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$ e para a carga concentrada, $Q_k = 1,0 \text{ kN}$. Estas cargas devem ser aplicadas na projecção horizontal da cobertura em causa.

Devem-se verificar as acções da carga concentrada Q_k e da carga uniformemente distribuída q_k actuando separadamente. No entanto, fazendo uma análise rápida, deduz-se que a carga distribuída é sempre mais gravosa. Assim, neste trabalho considera-se apenas a acção da sobrecarga uniformemente distribuída.

Os esforços de dimensionamento nos anéis produzidos pela sobrecarga parecem dividir os projectistas. Enquanto a maioria aplica as cargas variáveis em toda a superfície da cúpula, alguns autores defendem que estas se devem distribuir de forma a obter os esforços máximos de dimensionamento para cada anel intermédio [3]. A *Figura 32* ilustra alguns métodos usados para obtenção dos esforços máximos nos anéis. Neste trabalho admitiu-se que as cargas variáveis incidem sobre toda a superfície. Um estudo mais aprofundado pode ser feito através da aplicação de teoria da membrana a estruturas deste tipo [8].

Tabela 3 – Categorias de coberturas

Categorias	Utilização específica
H	Coberturas não acessíveis, excepto para operações de manutenção e reparação correntes.
I	Coberturas acessíveis com utilizações definidas nas Categorias A a D
K	Coberturas acessíveis para utilizações especiais, tais como aterragem de helicópteros

Tabela 4 – Sobrecargas em coberturas da Categoria H

Cobertura	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Categoria H	q_k	Q_k
<p>NOTA 1. Para a Categoria H, q_k pode ser escolhido na gama 0,0 kN/m² a 1,0 kN/m² e Q_k na gama 0,9 kN a 1,5 kN.</p> <p>Quando se indica uma gama de valores, os valores a adoptar podem ser definidos no Anexo Nacional. Os valores recomendados são: $q_k = 0,4 \text{ kN/m}^2$, $Q_k = 1,0 \text{ kN}$</p> <p>NOTA 2 q_k pode ser alterado pelo Anexo Nacional, em função da inclinação da cobertura.</p> <p>NOTA 3 Pode admitir-se que q_k actua sobre uma área A que pode ser definida no Anexo Nacional. O valor recomendado para A é 10 m², numa gama entre zero e a área total da cobertura.</p> <p>NOTA 4 Ver também 3.3.2(1).</p>		

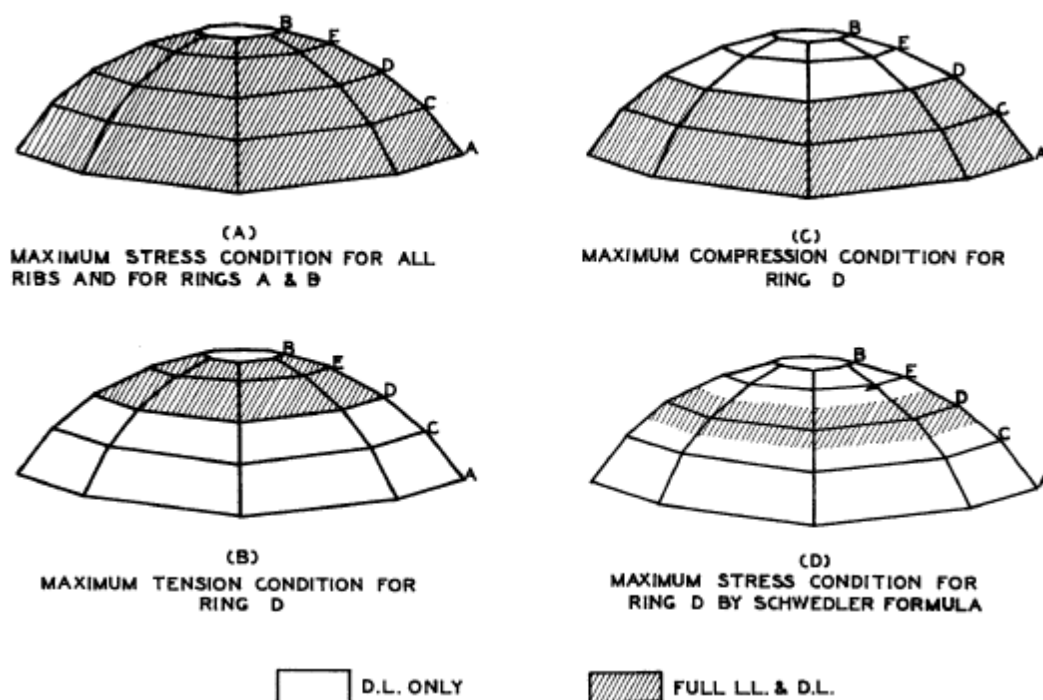


Figura 32 – Distribuição das cargas com vista a obter esforços máximos.

3.1.3. Acção do Vento

A acção do vento pode ser determinada a partir do EC1-4, que apresenta métodos para a determinação das acções naturais do vento com vista ao projecto de estruturas na sua totalidade ou apenas de parte destas. É aplicável a edifícios e obras de engenharia civil com alturas inferiores a 200m (cobrindo, por isso, a maioria das cúpulas).

3.1.3.1. Determinação da pressão do vento em superfícies

A acção do vento em estruturas ou elementos estruturais deve ser determinada tendo em consideração quer as pressões interiores quer as pressões exteriores. A pressão do vento actuante nas superfícies exteriores pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe} \quad (5)$$

onde $q_p(z_e)$ é a pressão do vento devida a velocidade de pico, z_e é a altura de referência para a determinação da pressão exterior e c_{pe} é o coeficiente de pressão exterior

Já a pressão do vento actuante nas superfícies interiores pode ser obtida através da seguinte expressão:

$$w_i = q_p(z_i) \cdot c_{pi} \quad (6)$$

onde $q_p(z_i)$ é a pressão do vento devida a velocidade de pico, z_i é a altura de referência para a determinação da pressão interior e c_{pi} é o coeficiente de pressão exterior

A pressão que actua numa superfície é considerada positiva ou negativa consoante corresponda a uma pressão ou a uma sucção exercida na face do elemento, conforme se ilustra na *Figura 33*.

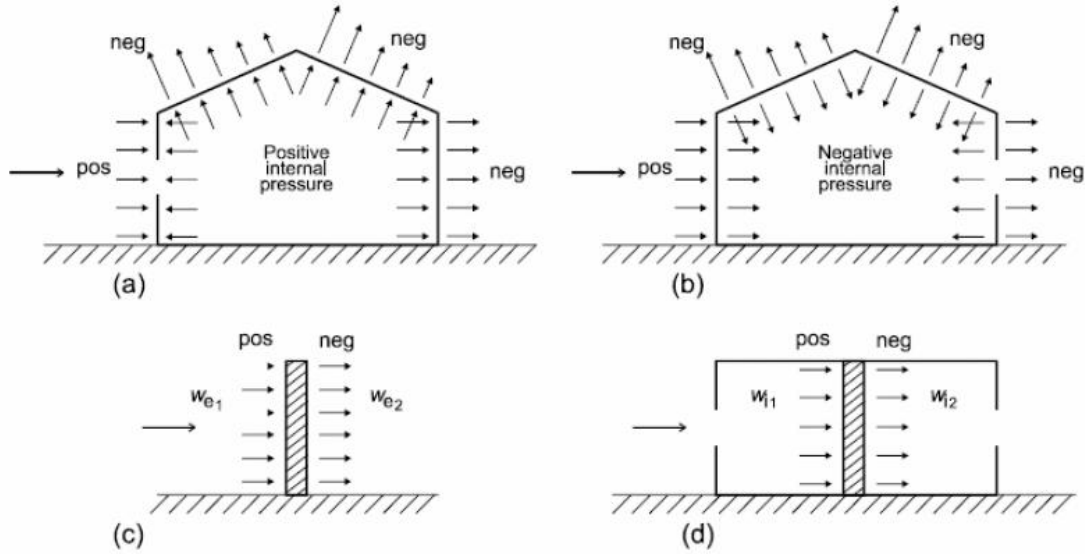


Figura 33 – Pressão sobre as superfícies.

3.1.3.2. Forças do vento

A EN 1991-4 dedica o seu subcapítulo 5.3 à determinação das forças do vento para a totalidade da estrutura ou para componentes estruturais, mostrando um método de cálculo expedito, a partir do qual se pode calcular a força do vento utilizando (i) coeficientes de força ou (ii) pressões à superfície. Neste trabalho, utiliza-se o segundo método.

No ponto 5.3 (3), define a força F_w que actua numa estrutura ou num elemento estrutural como a soma vectorial das forças $F_{w,e}$, $F_{w,i}$ e F_{fr} , que são respectivamente a resultante das pressões externas, a resultante das pressões internas e a resultante do atrito do vento paralelo às superfícies exteriores. Tais forças são calculadas utilizando as expressões seguintes.

- Forças Exteriores: $F_{w,e} = c_s c_d \cdot \sum w_e \cdot A_{ref}$ (7)

- Forças Interiores: $F_{w,i} = \sum w_i \cdot A_{ref}$ (8)

- Forças de atrito: $F_{fr} = c_{fr} \cdot q_p(z_e) \cdot A_{fr}$ (9)

em que $c_s c_d$ é o factor estrutural, A_{ref} é área de referência da superfície individual, w_e é a pressão externa sobre a superfície individual à altura z_e dada na *expressão (5)*, w_i é a pressão interna sobre a superfície individual à altura z_i dada na *expressão (6)*, c_{fr} é o coeficiente de atrito calculado de acordo com o capítulo 7.5 do EC1-4 e A_{fr} é a área da superfície exterior paralela ao vento.

3.1.3.3. Velocidade do vento e pressão dinâmica

a) Valor de referência da velocidade média do vento

O valor de referência da velocidade média do vento foi calculado a partir da expressão (10) correspondente à expressão 4.1 do EC1-4:

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0} \quad (10)$$

onde v_b é o valor de referência da velocidade média do vento, definido em função da direcção do vento e da época do ano a 10 m acima do solo da categoria de terreno II, $v_{b,0}$ é o valor de referência da velocidade média do vento (retirado da Figura 34), c_{dir} é o factor direccional (valor recomendado: 1,0) e c_{season} factor sazonal (valor recomendado: 1,0)



Figura 34 – Valores indicativos de $v_{b,0}$ para a Europa (Anexo Nacional do EC1-4)

b) Velocidade média do vento

A velocidade média do vento, $v_m(z)$, a uma altura z acima do terreno, depende da rugosidade e da orografia do terreno assim como do valor de referência da velocidade média do vento e deve ser determinada através da expressão (11):

$$v_m(z) = c_r(z) \cdot c_o(z) \cdot v_b \quad (11)$$

em que $c_r(z)$ é o coeficiente de rugosidade, dado na cláusula 4.3.2 do EC1-4, e $c_o(z)$ é o coeficiente de orografia, considerado normalmente 1,0 salvo indicação contrária referida na cláusula 4.3.3 do EC1-4.

c) Turbulência do vento

Define-se a intensidade da turbulência, $I_z(z)$, à altura z como o desvio padrão da turbulência dividido pela velocidade média do vento. O seu valor é dado pelas expressões:

$$I_z(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_0(z) \ln(z/z_0)} \quad \text{para} \quad z_{min} \leq z \leq z_{max} \quad (12)$$

$$I_z(z) = I_z(z_{min}) \quad \text{para} \quad z \leq z_{min} \quad (13)$$

em que k_l é o factor de turbulência cujo valor recomendado é de 1,0, σ_v é o desvio padrão da turbulência da velocidade do vento, determinado por: $\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l$, z_0 é o coeficiente de rugosidade e z_{min} é a altura mínima ambos dados na *Tabela 5 (Quadro 4.1 do EC1-4)*

Tabela 5 - Categoria e parâmetros de terrenos (Quadro 4.1 do EC1-4)

Categoria de terreno		z_0 m	z_{min} m
0	Zona marítima ou costeira exposta ao mar aberto	0,003	1
I	Lagos ou zona plana e horizontal com vegetação desprezável e sem obstáculos	0,01	1
II	Zona de vegetação rasteira como erva e obstáculos isolados (árvores, edifícios) com separações de, pelo menos, 20 alturas de obstáculos	0,05	2
III	Zona regularmente coberta de vegetação ou de edifícios ou com obstáculos isolados com separações de, no máximo, 20 alturas de obstáculos (como aldeias, terreno suburbano, floresta permanente)	0,3	5
IV	Zona na qual pelo menos 15% da superfície está coberta de edifícios cuja altura média é superior a 15 m	1,0	10

d) Pressão dinâmica de pico:

A expressão recomendada para a determinação da pressão dinâmica de pico $q_p(z)$, à altura z , incluindo variações das velocidades médias e de curta duração corresponde à seguinte, definida na cláusula 4.5 do EC1-4:

$$q_p(z) = |1 + 7 \cdot I_z(z)| \cdot 0,5 \cdot \rho \cdot v_m^2(z) \quad (14)$$

em que ρ é a densidade do ar em função da altitude, da temperatura e da pressão atmosférica prevista para a região durante tempestades de vento (normalmente, $\rho = 1,25 \text{ kg/m}^3$),

3.1.4. Acção da Temperatura

Dado a acção da temperatura não se encontrar ainda bem definida no EC1, existem duas opções para a sua definição: (i) utilizar os valores de temperatura definidos no RSA [21]; (ii) utilizar os valores extremos de temperatura mais prováveis de ocorrer durante a vida útil da estrutura.

Neste trabalho foram utilizados os valores de temperatura registados no ano de 2008 pelo Instituto Meteorológico, já que, para além de serem dados mais recentes do que os definidos pelo RSA, são também mais desfavoráveis.

Os valores de temperatura são analisados de modo a obter-se uma variação uniforme de temperatura (VUT) e uma variação diferencial de temperatura (VDT), são explicados no ponto 4.3.4 deste trabalho.

3.1.5. Acção da Neve

Esta acção foi desprezada, já que tem muito pouca relevância na zona escolhida para implantação da estrutura (Costa da Caparica). Além do mais, a neve actua na projecção horizontal, tal como a sobrecarga de utilização, apresentando esta última valores superiores e por isso mais significativos. Na *Figura 35* estão ilustrados os valores da carga da neve ao nível do mar fornecidos no EC1-1-3-1. O valor da carga da neve rondaria $0,1 \text{ kN/m}^2$, valor muito inferior a $0,4 \text{ kN/m}^2$ definido para a sobrecarga de utilização.

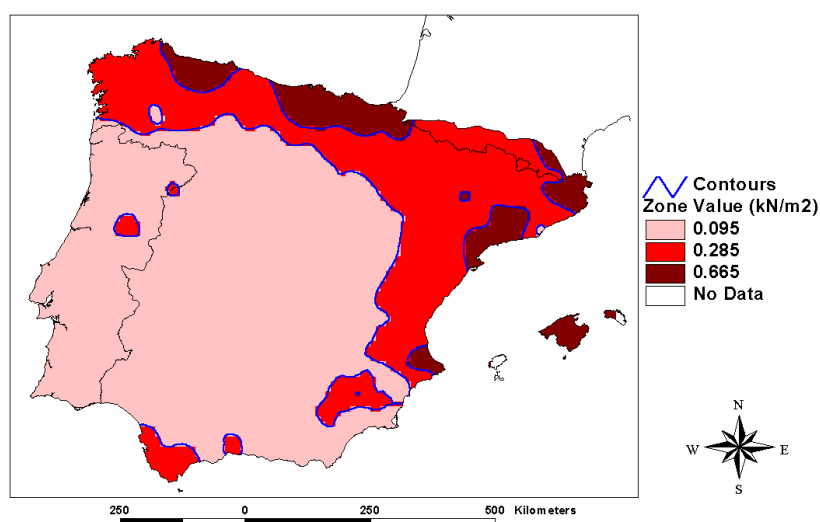


Figura 35 – Acção da neve ao nível do mar na península Ibérica.

3.1.6. Acção Sísmica

Após uma análise simplificativa e tendo em conta alguns autores [3], chegou-se à conclusão que, neste caso, os efeitos devidos à acção sísmica não são em geral condicionantes para cúpulas metálicas, sendo os efeitos do vento muito mais gravosos.

3.1.7. Combinações de acções

As combinações de acções consideradas foram estipuladas de acordo com o EC0.

Como enunciado na cláusula 2.1 do EC0, uma estrutura deve ser dimensionada de forma a que, durante a sua vida útil, e com apropriada segurança e economia:

- Resista a todas as acções e efeitos que possam ocorrer durante a sua execução e serviço;
- Mantenha um bom comportamento para o seu uso estabelecido.

Para cada caso de carregamentos crítico, os valores dos esforços de dimensionamento devem ser obtidos através de combinações de acções que possam actuar simultaneamente e que produzam na estrutura efeitos mais desfavoráveis. É com este objectivo que o ECO define os Estados Limite e as Combinações de Acções a utilizar para cada tipo de projecto.

Deve-se usar, para combinação de acções de situações persistentes ou transitórias, a combinação fundamental que toma a expressão:

$$E_d = \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_P \cdot P + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (15)$$

Carga Permanente Pré-Esforço Acção de Base Outras acções variáveis

onde devem ser considerados os valores de ψ da *Tabela 6*

Tabela 6 – Valores recomendados de ψ para edifícios

Action	ψ_0	ψ_1	ψ_2
Imposed loads in buildings, category (see EN 1991-1-1)			
Category A : domestic, residential areas	0,7	0,5	0,3
Category B : office areas	0,7	0,5	0,3
Category C : congregation areas	0,7	0,7	0,6
Category D : shopping areas	0,7	0,7	0,6
Category E : storage areas	1,0	0,9	0,8
Category F : traffic area, vehicle weight $\leq 30\text{kN}$	0,7	0,7	0,6
Category G : traffic area, $30\text{kN} < \text{vehicle weight} \leq 160\text{kN}$	0,7	0,5	0,3
Category H : roofs	0	0	0
Snow loads on buildings (see EN 1991-1-3)*			
Finland, Iceland, Norway, Sweden	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H > 1000\text{ m a.s.l.}$	0,70	0,50	0,20
Remainder of CEN Member States, for sites located at altitude $H \leq 1000\text{ m a.s.l.}$	0,50	0,20	0
Wind loads on buildings (see EN 1991-1-4)	0,6	0,2	0
Temperature (non-fire) in buildings (see EN 1991-1-5)	0,6	0,5	0
NOTE The ψ values may be set by the National annex.			
* For countries not mentioned below, see relevant local conditions.			

Como referido em anteriormente as acções da neve e do sismo são desprezáveis neste caso. Assim, as acções que se consideraram relevantes para a estrutura foram: a sobrecarga, vento e temperatura. Há no entanto duas delas, o vento e a sobrecarga (com vista a precaver manutenção da cobertura), que não devem ser combinadas, o que se encontra traduzido nos

valores de ψ para coberturas. Admite-se que, com vento forte, não se procederá a manutenção da cúpula, não havendo pois sobrecarga de utilização.

A cúpula é analisada para um total de oito combinações de cargas, considerando as acções do peso próprio (DL), sobrecarga de utilização (SC), carga do vento devido a pressão externa (WEP), carga do vento devido a pressão interna positiva (WIP), carga do vento devido a pressão interna negativa (WIN), variação positiva de temperatura (TP) e variação negativa de temperatura (TN). Tendo em conta a *expressão (15)* e os coeficientes γ e ψ respectivos, as combinações consideradas são:

- i. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- ii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times TN$
- iii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times (WEP + WIN + TN)$
- iv. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times (WEP + WIN + TP)$
- v. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIP + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- vi. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIP + 1,5 \times 0,6 \times TN$
- vii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIN + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- viii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIN + 1,5 \times 0,6 \times TN$

De salientar que, em análises não lineares feitas, não podem ser usadas combinações de esforços. Isto acontece porque o princípio de sobreposição de esforços, implícito no uso de combinações, não é válido para análises com não linearidade física. Nestes casos, há aplicar à estrutura carregamentos que traduzam o efeito conjunto das diversas acções.

3.2. Análise de Estruturas Metálicas

3.2.1. Análise Global

O EC3 permite usar análise global elástica ou plástica. A análise global elástica pode ser usada em qualquer situação enquanto que para a utilização de análise global plástica se têm que verificar algumas condições. Em particular, as secções onde se formem rótulas plásticas devem possuir elevada capacidade de rotação (o que acontece quando as secções são de classe 1). Na análise plástica de estruturas metálicas adopta-se normalmente para o aço um comportamento elasto-plástico, perfeito ou com endurecimento, como ilustrado na *Figura 27*.

3.2.2. Análise de primeira ordem verso análise de segunda ordem

Segundo o EC3-1-1, os esforços podem ser obtidos através de uma análise de primeira ordem da estrutura, se para uma dada combinação de acções forem verificadas as seguintes condições [27]:

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 10 \quad \text{em análise elástica} \quad (16)$$

$$\alpha_{cr} = F_{cr}/F_{Ed} \geq 15 \quad \text{em análise plástica} \quad (17)$$

onde α_{cr} é o factor pelo qual o carregamento de cálculo deve ser multiplicado, para se obter a carga crítica de instabilidade; F_{Ed} é o carregamento de cálculo da estrutura (correspondente a uma dada combinação de acções); F_{cr} é a carga crítica de instabilidade global da estrutura, avaliada com base na rigidez elástica inicial.

A carga crítica de uma estrutura pode ser determinada através de métodos exactos, ou em determinadas condições, através de métodos aproximados, com por exemplo o método de Horne [28]. O EC3-1-1 apresenta apenas uma equação de cálculo do α_{cr} para pórticos planos de edifícios e para pórticos de um piso com vigas de inclinação pouco acentuadas, não contraventados, com esforços axiais nas vigas de valor não significativo.

No entanto, também o método dos elementos finitos pode ser usado para avaliar a carga crítica de instabilidade em estruturas metálicas, qualquer que seja o seu tipo. É pois possível utilizar o programa SAP2000 para obter o factor de encurvadura (*buckling factor*), o qual representa o menor valor do parâmetro α para o qual ocorre instabilidade na estrutura, α_{cr} [29].

Na cúpula analisada neste trabalho obteve-se um valor de $\alpha_{cr} = 15,59$ através de uma análise pelo SAP2000, donde se conclui que, para essa cúpula, se podem desprezar os efeitos de segunda ordem (ver *Figura 36*).

Estruturas que verificam as expressões enunciadas anteriormente podem, na prática, ser classificadas como “estruturas sem deslocamentos horizontais” [27]. Além disso, e atendendo à existência de numerosos contraventamentos, a estrutura estudada neste trabalho é também considerada contraventada.

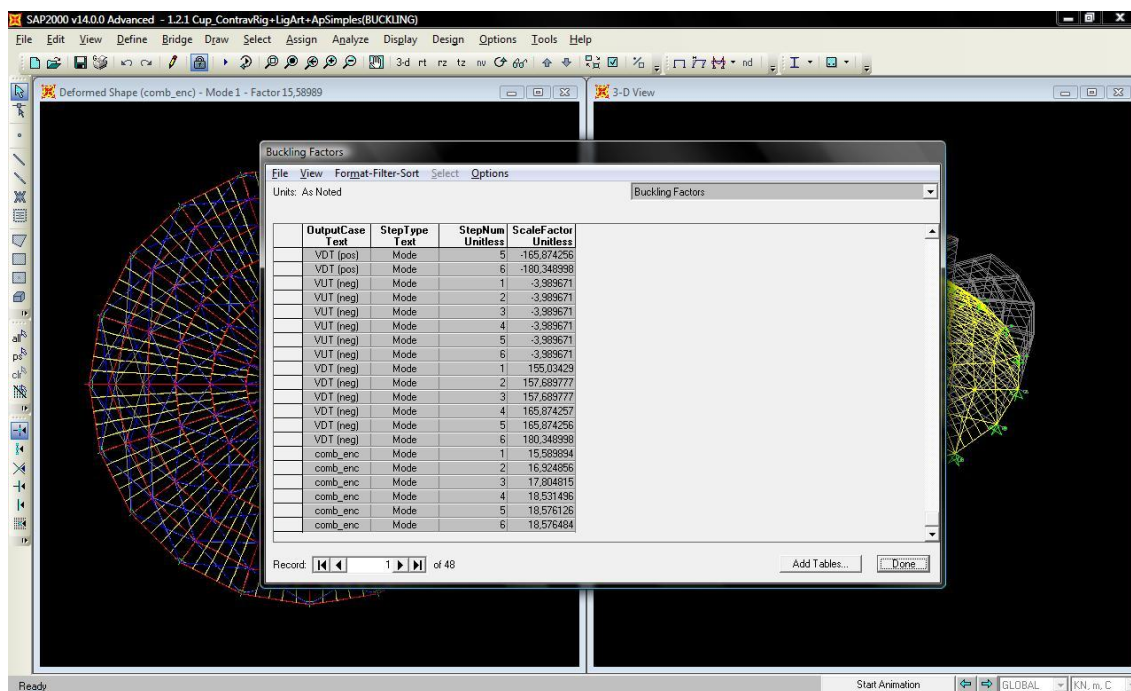


Figura 36 – Resultados da análise “Buckling” obtidos no SAP2000

3.2.3. Ligações entre elementos

As ligações numa estrutura podem classificar-se quanto à sua (i) rigidez e (ii) resistência. No que diz respeito à rigidez, uma ligação pode classificar-se como:

- i. Articulada: Neste caso, existe rotação relativa livre entre barras adjacentes num nó e, por isso, não existe transmissão de momentos flectores ($M = 0$).
- ii. Rígida: Neste caso, a rotação relativa entre barras adjacentes num nó está totalmente impedida e, por isso, existe transmissão total de momentos flectores ($\theta_{rel} = 0$).
- iii. Semi-rígida: Neste caso, a rotação relativa entre barras adjacentes num nó está parcialmente impedida e, por isso, existe uma transmissão parcial de momentos flectores ($M = k\theta_{rel}$).

Quanto à resistência, uma ligação pode classificar-se como:

- i. Articulada: O momento flector resistente da ligação é nulo e, por isso, sempre inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{Rk,lig} = 0$).
- ii. De resistência total: Neste caso, o momento flector resistente da ligação nunca é inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{Rk,lig} \geq M_{Rk,pl,barra}$).
- iii. De resistência parcial: Neste caso, o momento flector resistente da ligação é sempre inferior ao momento flector resistente das barras a ligar ($M_{Rk,lig} < M_{Rk,pl,barra}$).

No caso do presente trabalho, adoptam-se ligações (i) articuladas ou (ii) rígidas. Do ponto de vista da resistência das ligações, e sempre que se utilizarem ligações rígidas, classificam-se as mesmas como sendo de resistência total. Assim, neste trabalho, nunca se adoptam ligações semi-rígidas e/ou de resistência parcial.

3.3. Dimensionamento

Neste ponto são enunciadas as expressões presentes no EC3 e são expostas as hipóteses e simplificações adoptadas pelo programa SAP2000 para a verificação de segurança.

3.3.1. Estados Limite Últimos

O estado limite último encontra-se directamente relacionado com a segurança de uma estrutura e seus ocupantes. Em estruturas metálicas, depende fundamentalmente da resistência das secções transversais dos perfis utilizados, da resistência aos fenómenos de instabilidade (global, ao nível dos elementos ou local) e ainda da resistência das suas ligações [27].

Em Portugal devem ser cumpridas as regras de cálculo prescritas no EC3-1-1 relativas à verificação da resistência dos perfis em aço, quando submetidos a esforços de tracção, compressão, flexão, esforço transversal e torção, actuando isoladamente ou combinados, assim como à resistência aos efeitos de instabilidade decorrentes da aplicação destes esforços.

Devem ser aplicados coeficientes parciais aos valores característicos das resistências. Os valores dos coeficientes encontram-se já definidos no *ponto 2.4.3.3* deste trabalho e são:

- | | |
|------------------------|--|
| - $\gamma_{M0} = 1,00$ | (resistência da secção transversal qualquer que seja a sua classe) |
| - $\gamma_{M1} = 1,00$ | (resistência dos elementos a efeitos de instabilidade) |
| - $\gamma_{M2} = 1,25$ | (resistência dos elementos de ligação) |

3.3.2. Estados Limite de Utilização

A deformação de uma estrutura, resultante dos efeitos das acções, deve manter-se dentro de limites apropriados, atendendo à possibilidade de aquela deformação provocar danos em materiais de revestimento, tectos, divisórias e acabamentos, e às exigências funcionais e de aspecto.

Para a verificação dos estados limites de utilização deve satisfazer-se o disposto no EC0, Anexo A1.4, no que diz respeito aos deslocamentos verticais, horizontais e efeitos dinâmicos. Os valores limite destes efeitos devem ser ainda objecto de acordo entre o dono de obra e o projectista, podendo, caso tal não se verifique, ser utilizados os valores especificados no Anexo Nacional Português.

Para cúpulas não existem valores específicos definidos na regulamentação. Assim, adoptou-se para este trabalho um valor máximo do deslocamento vertical da estrutura igual a $L/250$ para a combinação rara de acções, sendo L o diâmetro da cúpula.

3.3.3. Verificação ao Esforço Axial

3.3.3.1. Verificação à Tracção

Nesta verificação deve ser considerada a redução de resistência da área total da secção, A , devida à redução da secção e concentração de tensões em ligações aparafusadas, ou aos momentos parasitas causados por excentricidades em ligações aparafusadas ou soldadas. Para ter estes factores em conta deve ser calculada a área útil reduzida, A_{net} , avaliada de acordo com a cláusula 6.2.2 do EC3-1-1. No caso do programa SAP2000, a área A_{net} é considerada por definição igual a A . No entanto o seu valor pode ser alterado através do comando “Net Area to Total Area Ratio”, que permite, tal como o nome indica, atribuir um rácio A_{net}/A , que será usado para calcular A_{net} .

A segurança de um elemento metálico submetido à tracção é garantida quando, para cada secção transversal, se satisfaz a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1,0 \quad (18)$$

onde, o valor de cálculo do esforço axial de tracção resistente, $N_{t,Rd}$, é tomado pelo menor de:

- a) Valor de cálculo da resistência plástica da secção total

$$N_{pl,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (19)$$

- b) Valor de cálculo da resistência última da secção útil (excluindo furos nas ligações)

$$N_{u,Rd} = \frac{0,9 A_{net} f_u}{\gamma_{M2}} \quad (20)$$

Para se obter um bom desempenho face a acções cíclicas (comportamento dúctil), a resistência plástica de secção total deverá ser inferior à resistência última da secção útil [27].

3.3.3.2. Verificação à Compressão

A segurança de um elemento metálico submetido à compressão é garantida quando, para cada secção transversal, se satisfaz a condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (21)$$

onde, o valor de cálculo do esforço axial de compressão resistente das secções, $N_{c,Rd}$, é dado por:

$$N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{para secções de classe 1, 2 ou 3}) \quad (22)$$

$$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}} \quad (\text{para secções de classe 4}) \quad (23)$$

NOTA: O SAP2000 não procede ao dimensionamento de secções de classe 4.

3.3.3.3. Verificação à Encurvadura em membros comprimidos

Em estruturas metálicas, devido à elevada resistência do aço, são geralmente usados elementos com esbelteza elevada. Este facto associado a esforços de compressão pode traduzir-se na ocorrência de encurvadura⁴, fenómeno que faz com que frequentemente as secções transversais tenham que ser mais resistentes e consequentemente maiores.

A verificação à encurvadura de um membro sujeito à compressão é assegurada satisfazendo a seguinte condição:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (24)$$

onde, a resistência à encurvadura por flexão, $N_{b,Rd}$, é dada por:

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções de classe 1,2 ou 3} \quad (25)$$

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi A_{eff} f_y}{\gamma_{M1}} \quad \text{para secções de classe 4} \quad (26)$$

O coeficiente χ é o factor de redução para o modo de encurvadura relevante e é obtido através da expressão:

$$\chi = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}^2}} \leq 1 \quad (27)$$

Na expressão anterior $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$ e o coeficiente de esbelteza adimensional, $\bar{\lambda}$, é dado por:

⁴ Fenómeno de instabilidade que se caracteriza pela ocorrência de grandes deformações transversais num elemento, quando sujeito a esforços de compressão.

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{1}{\lambda_1} \quad \text{para secções de classe 1,2 ou 3} \quad (28)$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} f_y}{N_{cr}}} = \frac{L_{cr}}{i} \frac{\sqrt{\frac{A_{eff}}{A}}}{\lambda_1} \quad \text{para secções de classe 4} \quad (29)$$

em que α é um factor de imperfeição generalizado definido na *Tabela 7* e baseado na respectiva curva de encurvadura definida na *Tabela 8*, N_{cr} é a carga crítica elástica (carga crítica de Euler) para os planos condicionantes, L_{cr} é o comprimento de encurvadura correspondente, i é o raio de giração da secção total e $\lambda_1 = \pi \sqrt{E/f_y} = 93,9\varepsilon$, sendo $\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ com f_y em N/mm².

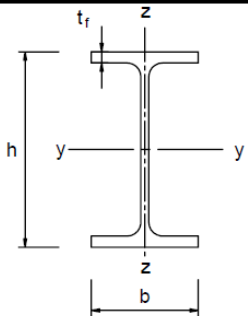
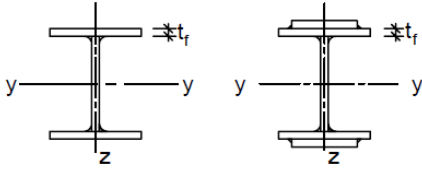

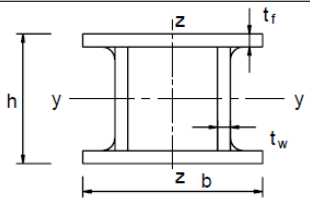
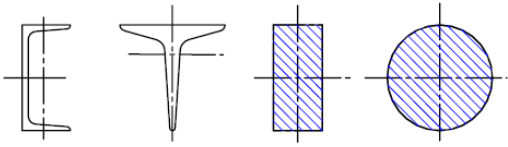
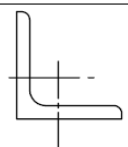
De acordo com a *cláusula 6.3.1.2 (4)* do EC3-1-1 o efeito na encurvadura pode ser desprezado caso se verifique $\bar{\lambda} \leq 0,2$ ou $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} \leq 0,04$, sendo nesse caso os elementos dimensionados apenas com base na resistência das secções transversais.

Para membros com secção transversal aberta de paredes finas deve ser tida em conta a possibilidade da resistência à encurvadura por torção ou por flexão-torção ser inferior à resistência à encurvadura por flexão. No entanto, apresentando os membros adoptados no exemplo práticos membros secção tubular, não foi dada importância a este aspecto.

Tabela 7 – Factores de imperfeição para curvas de encurvadura (EC3-1-1 6.3.1.2 (2))

Buckling curve	a_0	a	b	c	d
Imperfection factor α	0,13	0,21	0,34	0,49	0,76

Tabela 8 – Curvas de Encurvadura (EC3-1-1 6.3.1.2 (2))

Cross section		Limits	Buckling about axis	Buckling curve	
				S 235 S 275 S 355 S 420	S 460
Rolled sections		$h/b > 1,2$	$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y – y z – z	a b a ₀ a ₀
			$40 \text{ mm} < t_f \leq 100$	y – y z – z	b c a a
		$h/b \leq 1,2$	$t_f \leq 100 \text{ mm}$	y – y z – z	b c a a
			$t_f > 100 \text{ mm}$	y – y z – z	d d c c
Welded I-sections		$t_f \leq 40 \text{ mm}$	y – y z – z	b c	b c
		$t_f > 40 \text{ mm}$	y – y z – z	c d	c d
Hollow sections		hot finished	any	a	a ₀
		cold formed	any	c	c
Welded box sections		generally (except as below)	any	b	b
		thick welds: $a > 0,5t_f$ $b/t_f < 30$ $h/t_w < 30$	any	c	c
U-, T- and solid sections			any	c	c
L-sections			any	b	b

NOTA: O SAP2000 considera todas as secções laminadas a quente, não devendo pois ser utilizado para dimensionamento de secções enformadas a frio, visto conduzir a resultados não conservativos.

3.3.4. Verificação à Flexão

3.3.4.1. Verificação ao Momento Flector

A verificação da resistência à flexão é das mais importantes no que toca ao dimensionamento de estruturas metálicas. Esta pode ser condicionada não só pela resistência das secções transversais como pela ocorrência de fenómenos de instabilidade lateral também designados como “bambeamento”.

A segurança de uma secção transversal submetida a flexão é verificada a partir da condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (30)$$

onde, o momento de cálculo resistente é determinado a partir das expressões

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de classe 1 ou 2} \quad (31)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{el,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de classe 3} \quad (32)$$

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min}f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{para secções de classe 4} \quad (33)$$

sendo W_{pl} , W_{el} e W_{eff} os módulos de plástico, elástico e efectivo de flexão respectivamente, da secção em análise

Os furos, para colocação de parafusos ou outros elementos de ligação nos banzos comprimidos podem ser desprezados. Já nos banzos traccionados, segundo o EC3, apenas se podem desprezar os furos caso se verifique a condição $A_{f,net}0,9f_u/\gamma_{M2} \geq A_f f_y/\gamma_{M0}$, sendo $A_{f,net}$ e A_f respectivamente as áreas útil e total do banzo traccionado. O SAP2000 não verifica esta condição na sua memória de cálculo, pelo que a mesma tem de ser verificada manualmente e, caso se tenham que considerar os furos, há alterar os valores de W_{pl} ou $W_{el,min}$ directamente nas propriedades da secção.

3.3.4.2. Verificação à Encurvadura Lateral ou “Bambeamento”

Esta verificação é especialmente condicionante em elementos de secção transversal aberta com paredes finas (com baixa rigidez de torção e flexão lateral) como as secções em I, H ou T, não restringidos lateralmente. Segundo o ponto 6.3.2 (2) do EC3-1-1, peças com certos tipos de secção, tal como secções tubulares quadradas ou circulares, usadas muitas vezes em cúpulas, não são susceptíveis e encurvar lateralmente.

Segundo o EC3-1-1 a segurança de um elemento de secção uniforme à encurvadura lateral é verificada pela seguinte condição:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{b,Rd}} \leq 1,0 \quad (34)$$

O momento flector resistente à encurvadura lateral, $M_{b,Rd}$, da equação anterior, é tomado como sendo:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} W_y \frac{f_y}{\gamma_{M1}} \quad (35)$$

onde, o módulo de secção, W_y é definido baseado na classe da secção:

- $W_y = W_{pl,y}$ em secções da classe 1 e 2
- $W_y = W_{el,y}$ em secções da classe 3
- $W_y = W_{eff,y}$ em secções da classe 4

e o coeficiente de redução χ_{LT} ⁵, para membros de secção constante submetidos a flexão, é tomado como sendo:

$$\chi = \frac{1}{\Phi_{LT} + \sqrt{\Phi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2}} \leq 1 \quad (36)$$

sendo: $\Phi = 0,5 \left[1 + \alpha_{LT}(\bar{\lambda}_{LT} - 0,2) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right]$, α_{LT} o factor de imperfeição dependente da curva de encurvadura (as curvas de encurvadura a adoptar são indicadas na *Tabela 9* e os seus valores já foram definidos anteriormente na *Tabela 7*) e $\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}}$

Tabela 9 – Valores recomendados para as curvas de encurvadura lateral de secções usando a equação anterior (EC3 Table 6.4)

Cross-section	Limits	Buckling curve
Rolled I-sections	$h/b \leq 2$	b
	$h/b > 2$	c
Welded I-sections	$h/b \leq 2$	c
	$h/b > 2$	d

M_{cr} é o momento crítico elástico de encurvadura lateral, que é o momento máximo que uma viga, em condições ideais, pode suportar sem encurvar lateralmente. O seu valor pode ser dado pela seguinte expressão proposta por Clark e Hill [30] também expressa no Anexo F1.1 do EC3-1992 [4], aplicável a elementos submetidos a flexão em torno do eixo de maior inércia, constituídos por secções simétricas em relação ao eixo de menor inércia.

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI}{(k_z L)^2} \left\{ \left[\left(\frac{k_z}{k_w} \right)^2 \frac{I_w}{I_z} + \frac{(k_z L)^2 G I_T}{\pi^2 E I_z} + (C_2 z_g - C_3 z_j)^2 \right]^{0,5} - (C_2 z_g - C_3 z_j) \right\} \quad (37)$$

onde, C_1 , C_2 e C_3 são coeficiente dependentes do carregamento e das condições de apoio.

Para $k_z = 1,0$ e na ausência de cargas no vão, o valor de C_1 pode ser dado aproximadamente por $C_1 = 1,88 - 1,40\psi + 0,52\psi^2$ mas $C_1 \leq 2,70$, onde ψ é o rácio entre o menor e o maior momentos na extremidades. Existem alguns autores que

⁵ No subcapítulo 6.3.2 do EC3-1-1 são apresentados dois métodos de cálculo para este coeficiente: um método geral, mais conservativo, aplicável a qualquer tipo de secção e um método alternativo, aplicável a secções laminada ou a secções soldadas equivalente. Neste trabalho será apenas apresentado o método geral, já que é também o utilizado na memória de cálculo do SAP200.

apresentam tabelas com os valores de C_1 , C_2 e C_3 para algumas situações correntes [31] e [27].

k_z e k_w são factores de comprimento efectivo dependentes das condições de apoio nas extremidades e variam de 0,5 para deformações impedidas até 1,0 para deformações livres, assumindo-se iguais a 0,7 no caso de deformações livres numa extremidade e impedidas na outra. O factor k_z refere-se a rotação nas extremidades em torno do eixo de menor inércia e k_w refere-se à restrição ao empenamento nas extremidades [27]. Para estes valores pode adoptar-se conservativamente $k_z = k_w = 1,0$;

$z_g = (z_a - z_s)$, em que z_a e z_s são as coordenadas do ponto de aplicação da carga e do centro de corte em relação ao centro de gravidade da secção. Estas quantidades tomam valores positivos se localizadas na parte comprimida e valores negativos se localizadas na parte traccionada;

$z_j = z_s - \left(0,5 \int_A (y^2 + z^2)(z/I_z)dA\right)$ é um parâmetro que traduz o grau de assimetria da secção em relação ao eixo y , sendo nulo em vigas de secção duplamente simétrica (como a secção I ou H de banzos iguais) e tomando valores positivos quando o banzo com maior momento de inércia em torno de z for o banzo comprimido, na secção de momento máximo

O SAP2000 usa uma simplificação desta expressão anterior assumindo:

1. Secções duplamente simétricas de onde resulta $z_j = 0$;
2. Momentos aplicados apenas nas extremidades do elemento de onde resulta $C_2 = 0$;
3. Carregamento aplicado no centro de corte de onde resulta $z_g = 0$;
4. $k_z = k_w = 1,0$ admitindo conservativamente deformações livres nas extremidades.

Destas simplificações resulta a expressão seguinte:

$$M_{cr} = C_1 \frac{\pi^2 EI_z}{L_{cr}^2} \left\{ \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{L_{cr}^2 GI_T}{\pi^2 EI_z} \right] \right\}^{0,5}$$

Nota: O valor de C_1 pode ser substituído individualmente em cada elemento.

A verificação da encurvadura lateral de um membro submetido a flexão pode ser ignorada se for satisfeita pelo menos uma das seguintes condições (EC3 6.3.2.2(4)):

$$\begin{aligned} - \bar{\lambda}_{LT} &\leq \bar{\lambda}_{LT,0} \\ - M_{Ed}/M_{cr} &\leq \bar{\lambda}_{LT,0}^2 \end{aligned}$$

Neste ponto, há diferença entre as considerações do SAP2000 e o definido no Anexo Nacional Português do EC3-1-1. O SAP2000 simplesmente assume $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,4$ (valor máximo definido no ponto 6.3.2.3(1)), enquanto o Anexo Nacional adopta o valor de $\bar{\lambda}_{LT,0} = 0,2$, sendo mais conservativo já que impõe esta verificação a um maior número de secções.

O SAP2000 não considera a possibilidade de encurvadura lateral para secções tubulares, em caixão ou sólidas, o que se assume aceitável face à experiência no dimensionamento

destas secções [13]. O mesmo acontece em outros programas de cálculo automático como o Autodesk Robot [32].

3.3.5. Verificação ao Esforço Transverso

Em primeiro lugar interessa definir a área de corte, A_v , que corresponde aproximadamente à área das partes da secção paralelas à direcção do esforço transverso e deve ser calculada de acordo com o estabelecido na *cláusula 6.2.6 (3)* do EC3-1-1. Existem já alguns fabricantes que indicam este parâmetro nas tabelas de perfis, podendo-se também obter em manuais específicos [33].

No SAP2000, o valor usado para esta área é o definido nas propriedades das secções, calculado por defeito. No entanto, pode ser alterado, devendo respeitar o definido no EC3.

3.3.5.1. Verificação ao Corte

A verificação de segurança ao esforço transverso é feita a partir da seguinte condição:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (38)$$

onde $V_{c,Rd}$ é o valor de cálculo do esforço transverso resistente.

Quando se considera um dimensionamento plástico (secções de classe 1 e 2), o valor de cálculo de $V_{c,Rd}$ é dado pelo valor da resistência plástica $V_{pl,Rd}$, obtida através da seguinte expressão:

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} \quad (39)$$

O EC3-1-1 recomenda a avaliação da resistência ao esforço transverso com base numa distribuição plástica de tensões. Este dimensionamento, quando é possível de utilizar, conduz a secções mais económicas.

Quando se considera um dimensionamento elástico (secções de classe 3) a verificação da segurança relativamente ao esforço transverso é traduzida pelo seguinte critério:

$$\frac{\tau_{Ed}}{f_y/(\sqrt{3}\gamma_{M0})} \leq 1,0 \quad (40)$$

onde τ_{Ed} é a tensão tangencial obtida por $\tau_{Ed} = (V_{Ed}S)/(It)$, em que: S é o momento estático da área de uma das partes da secção, resultante do seccionamento desta no ponto considerado, em relação ao eixo neutro; I é o momento de inércia de toda a secção em relação ao eixo neutro; t é a espessura da secção no ponto considerado.

O SAP2000 considera sempre a resistência plástica ao esforço transverso. Logo, pode ser não conservativo para secções de classe 3. Quanto a secções de classe 4, não são dimensionadas por este programa.

3.3.5.2. Verificação à Encurvadura

A resistência à encurvadura por esforço transversal deve ser verificada em almas reforçadas se:

$$\frac{h_w}{t_w} > 72 \frac{\varepsilon}{\eta} \quad (41)$$

em que $\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

$\eta = 1,20$ para aços com $f_y \leq 460 \text{ N/mm}^2$ e, caso contrário, $\eta = 1,0$ (EC3-1-5 5.1 (2))

A metodologia de cálculo para este caso encontra-se expressa no EC3-1-5 (Estruturas constituídas por Placas), não sendo detalhada neste trabalho por este modo de encurvadura não ser habitualmente condicionante para este tipo de estrutura.

3.3.6. Verificação a Torção

O EC3-1-1 define, na *cláusula 6.3.2 (1)*, os elementos constituídos por secções fechadas ocas como sendo elementos não susceptíveis de sofrer deformações de torção e onde a encurvadura por flexão é o modo de instabilidade condicionante. Assim os elementos não serão dimensionados à torção.

O SAP2000 não considera a torção, tendo esta verificação que ser feita, caso necessário, utilizando outros métodos.

3.3.7. Verificação a Esforços Combinados

Quando uma secção é submetida a flexão e outros esforços (axial e transversal) simultaneamente, os efeitos destes esforços combinados devem ser tidos em conta no valor do momento plástico resistente. Em geral, este valor deve ser reduzido.

Todas as barras da cúpula terão de ser verificadas a esforços combinados.

3.3.7.1. Verificação no caso de Flexão e Esforço Transverso

Os efeitos do esforço transversal no momento resistente $M_{c,Rd}$, devem ser considerados caso se verifique $V_{Ed} \geq 0,5V_{pl,Rd}$, avaliando o valor do momento flector resistente com uma tensão de cedência reduzida dada por $(1 - \rho)f_y$ ao longo da área de corte, sendo $\rho = (2V_{Ed}/V_{pl,Rd} - 1)^2$.

No *ponto 6.2.8 (5)* do EC3 é apresentada uma expressão do momento resistente reduzido $M_{y,V,Rd}$ apenas para secções em I ou H com banzos iguais, submetidas a flexão em torno do eixo principal y (de maior inércia)

O SAP2000 apenas utiliza esta fórmula, devendo todos os outros tipos de secção submetidos a esforço transversal elevado serem estudados independentemente.

3.3.7.2. Verificação no caso de Flexão Composta e Esforço Transverso

Esta verificação pode ser efectuada de duas maneiras distintas, ambas mencionadas no *Capítulo 6* do EC3-1-1.

Em 6.2.1 (7) é feita referência a uma aproximação conservativa, que pode ser usada para secções de classe 1, 2 e 3, submetidas a combinações de esforço axial N_{Ed} , e momento flector em uma ou duas direcções, $M_{y,Ed}$ e $M_{z,Ed}$. Esta aproximação consiste numa soma linear entre os rácios de utilização para cada resultante de tensão e é dada pela seguinte expressão:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0 \quad (42)$$

onde N_{Rd} , $M_{y,Rd}$ e $M_{z,Rd}$ são os valores de cálculo das resistências dependendo da classificação da secção transversal e incluindo qualquer redução relativa aos efeitos do esforço transversal elevado.

Na cláusula 6.2.9 são fornecidas diversas fórmulas mais detalhadas de interacção entre o momento flector e o esforço axial em regime plástico e em regime elástico. Para secções de classe 1 ou 2 deve ser verificada a seguinte condição:

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd} \quad (43)$$

Para secções tubulares rectangulares ocas laminadas ou soldadas (secções mais utilizadas na cúpula do exemplo prático), os momentos plásticos resistentes reduzidos em torno dos eixos y ou z, podem ser obtidos através das seguintes expressões:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd}(1 - n)/(1 - 0,5a_w) \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd} \quad (44)$$

$$M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}(1 - n)/(1 - 0,5a_f) \quad \text{mas} \quad M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad (45)$$

sendo a_w e a_f as relações entre a área das almas e dos banzos, respectivamente, e a área total da secção, conforme estabelecido na cláusula 6.2.9.1 (5) do EC3-1-1, e $n = N_{Ed}/N_{pl,Rd}$

O SAP2000 utiliza a expressão 42 no dimensionamento, o que pode conduzir a secções mais conservativas. No exemplo será feita a comparação entre os dois métodos de modo a estudar as diferenças na escolha da secção a utilizar.

3.3.7.3. Verificação no caso de Flexão Composta e Encurvadura

A verificação da segurança em relação à encurvadura por flexão e à encurvadura lateral, num elemento com secção transversal duplamente simétrica, submetido a flexão composta com compressão, é efectuada através das seguintes condições:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_y N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{yz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (46)$$

$$\frac{N_{Ed}}{\chi_z N_{Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zy} \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} M_{y,Rk}/\gamma_{M1}} + k_{zz} \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{M_{z,Rk}/\gamma_{M1}} \leq 1,0 \quad (47)$$

onde: N_{Rk} , $M_{y,Rk}$, $M_{z,Rk}$ são os valores característicos dos esforços resistentes (sem o γ_{M0});

$\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ são os momentos devidos à variação do centro de gravidade em secções de classe 4;

k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} são factores de interacção dependentes dos fenómenos instabilidade e de plasticidade envolvidos, obtidos através do Anexo A (Método 1, Franco-Belga) ou do Anexo B (Método 2, Austro-Alemão) do EC3-1-1

O SAP2000 inclui esta verificação na sua memória de dimensionamento, não utilizando, contudo, os parâmetros $\Delta M_{y,Ed}$ e $\Delta M_{z,Ed}$ apenas relativos a secções de classe 4. Permite também seleccionar qualquer um dos dois métodos de cálculo propostos no EC3 para os parâmetros k_{ii} .

3.4.Otimização

Associado à optimização estrutural, importa referir alguns conceitos básicos como: variáveis (descrevem as características geométricas dos elementos a usar); função objectivo (função que traduz o comportamento do elemento a otimizar, que normalmente se quer minorar ou majorar), e restrições (condições que se têm que verificar durante o processo de optimização).

Como se sabe, um dos objectivos do dimensionamento estrutural é optimizar o consumo de material, minorando-o. Assim, procura-se obter a secção mínima (mais leve) que verifique as restrições, que são, no caso das estruturas, impostas pelos regulamentos de segurança.

Na maioria dos casos, a optimização é um processo iterativo e algo moroso já que as acções, nomeadamente o peso próprio, e a rigidez (que afecta a correspondente absorção de esforços) dependem das secções transversais dos membros.

Existem numerosas técnicas de optimização, entre as quais a utilização de programas baseados em algoritmos genéticos, muito divulgados hoje em dia.

Neste trabalho foi utilizado um método de optimização muito simples. Com recurso ao comando “*Auto Selection List*” existente no SAP2000, foi criada uma lista de secções, de entre as quais o programa escolhe a mais leve que verifica as condições de segurança. No entanto, após a alteração das secções o peso e a rigidez (e com ela a distribuição de esforços) da estrutura mudam, tornando-se por isso necessário estabelecer um processo iterativo de optimização e verificação.

4. CASO PRÁTICO: MODELAÇÃO E ANÁLISE DE UMA CÚPULA METÁLICA

O exemplo apresentado consiste na cúpula de um pavilhão circular, apoiado directamente no solo. O edifício tem 60m de diâmetro e 4m de altura nas paredes periféricas. Assim, é estudada uma cúpula Schwedler, de diâmetro 60m, raio esférico 43,06m e 12m de altura no topo, de modo a responder aos requisitos enunciados anteriormente. A cúpula tem 20 costelas radiais formando, em planta, um polígono com 20 lados. Serão estudados alguns modelos diferentes. A estrutura resistente da cúpula com contraventamentos é ilustrada na *Figura 37*

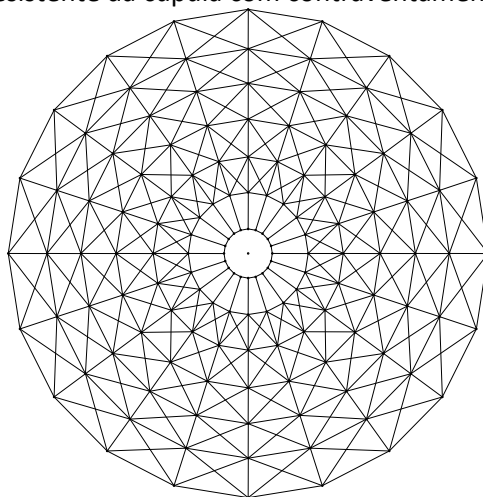


Figura 37 – Planta da cúpula estudada

4.1. Concepção

Existem várias tipologias construtivas para coberturas em cúpula. O mesmo acontece dentro do sistema Schwedler. Com a evolução da análise de estruturas, foram introduzidos vários elementos característicos e melhoramentos. Actualmente, podem destacar-se alguns elementos frequentemente utilizados:

- Anel de compressão no topo, geralmente constituído por perfis robustos e curtos, pouco esbeltos, com elevada resistência.
- Anel de tracção na base, que suporta esforços elevados e tem o objectivo de absorver os esforços horizontais, possibilitando o encaminhamento de esforços verticais para as fundações.
- Anéis intermédios, usados de modo a restringir o deslocamento das costelas e assegurar uma distribuição uniforme das cargas permanentes e variáveis.
- Contraventamentos, quando existentes, que dotam a estrutura de maior rigidez. Estes podem ser rígidos ou flexíveis (não resistentes à compressão devidos à utilização de barras muito esbeltas). A *Figura 38* mostra uma cúpula com contraventamentos rígidos.
- Madres, usadas principalmente por motivos construtivos de modo a facilitar o assentamento das placas da cobertura. Permitem também encaminhar os esforços para os anéis aliviando os das costelas.



Contraventamento em barra rígida

Figura 38 – Cúpula Schwedler com contraventamentos rígidos.

Dos pormenores construtivos adoptados neste exemplo, interessa salientar que:

- Os perfis das costelas são contínuos, as ligações entre anéis e costelas rotuladas ou contínuos e as ligações das extremidades dos contraventamentos serão rotuladas.
- São utilizados perfis SHS tubulares quadrados para as costelas e anéis, CHS tubulares circulares para os contraventamentos e perfis em duplo "L" para as madres.
- São utilizadas madres para uma melhor distribuição de esforços e facilidade de colocação do revestimento da cobertura. A utilização de madres permite minimizar o valor do momento flector nas costelas.
- Estipulou-se o uso de 3 perfis diferentes para as costelas, 3 para os anéis, 2 para os contraventamentos e 2 para as madres. Um pequeno número de tipos de perfis pode trazer ganhos económicos significativos, na medida em que o seu fabrico, armazenamento e montagem se tornam mais simplificados.
- No que diz respeito às ligações, não foram comparadas diferentes soluções, tendo-se assumido que as ligações rotuladas são preferíveis, em termos económicos, às ligações com continuidade. Não foram tidos em consideração eventuais efeitos que a rigidez da ligação possa ter na distribuição de esforços e consequente resistências das secções.
- Para a forra exterior estipulou-se um revestimento com chapas em alumínio anodizado (tipo *alucobond* [34]). O *alucobond* é aplicado em painéis com aspecto contínuo (sem juntas visíveis) já que as madres não são contínuas entre anéis por razões de economia (levaria, nos últimos anéis a um número de madres excessivo e desnecessário).
- O interior da cobertura é de gesso cartonado e está devidamente isolado térmica e acusticamente.
- O aço estrutural usado é do tipo S355.

4.2. Análise estrutural e modelação

Na década de 70 a cúpula Schwedler era dimensionada como um arco [3], assumindo que os seus membros individuais funcionavam como escoras ou tirantes sujeitos a esforços de compressão e tracção respectivamente. No entanto, uma crescente preocupação foi sendo dada aos momentos flectores, primários e secundários, introduzidos na estrutura. Foi na perspectiva de diminuir estes esforços nos membros primários (costelas e anéis) que se começaram a adicionar madres e outros membros secundários, ou considerar em certos casos um aumento da área dos anéis de modo a reduzir os efeitos secundários da deformação das costelas devido à retracção ou dilatação dos anéis

É possível considerar uma cúpula como um conjunto de anéis horizontais sobrepostos, com diâmetro decrescente com a altura e interligados pelas costelas. Os anéis superiores tendem a mover-se para baixo empurrando os anéis inferiores para o exterior, tendendo estes últimos a expandir-se enquanto os anéis de cima tendem a contrair-se.

Em praticamente todas as cúpulas, as costelas terminam num pequeno anel de compressão, ao invés de serem contínuas e coincidirem num único ponto no topo da cúpula. Pelo menos três vantagens distintas resultam desta opção: (i) o nó onde todas as barras coincidiriam, e que conseqüentemente seria difícil de fabricar é eliminado; (ii) a abertura formada pode ser utilizada para iluminação e ventilação; (iii) a estrutura torna-se estaticamente determinada, tanto para carregamento simétrico como para carregamento assimétrico [3].

É sabido que as barras com secção em cantoneira (caso das madres) têm uma baixa rigidez de torção. No entanto são também os elementos menos esforçados, pelo que os momentos torsores são pouco relevantes nestes elementos, assim como os momentos flectores daí decorrentes. Deste modo, no modelo estrutural introduziram-se libertações ao momento torsor nas barras correspondentes a esses elementos, tendo-se o cuidado de o libertar apenas numa extremidade das barras para não se formar um mecanismo.

O modelo com ligações articuladas entre costelas e anéis é o mais utilizado para analisar o comportamento estrutural de cúpulas. Neste modelo, consideram-se todos os anéis bi-articulados e libertam-se todos os momentos nas ligações das barras (ver *Figuras 39 e 41*). No entanto, este modelo não corresponde à realidade, já que a rigidez das ligações não é devidamente contabilizada. Deste modo, e como forma de comparação com o modelo articulado, simulou-se também o modelo da cúpula com anéis bi-encastados (ver *Figuras 40 e 42*). Neste modelo não existe qualquer libertação de esforços nas barras dos anéis obtendo-se em cada uma seis esforços (esforço axial, dois esforços transversos, momento torsor e dois momentos flectores)

Caso as ligações sejam aparafusadas, os valores reais dos esforços deverão estar entre os resultados obtidos nos dois modelos acima, pois as ligações entre as barras permitem pequenas rotações não sendo pois totalmente encastradas nem totalmente articuladas [35].

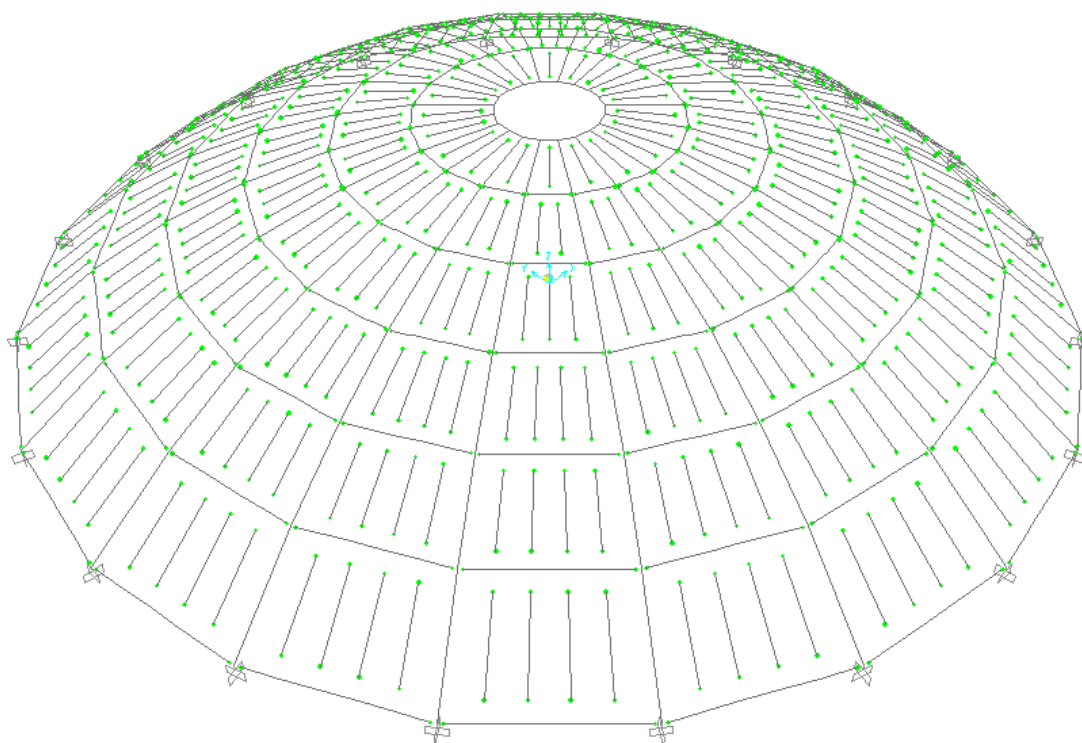


Figura 39 – Modelo estrutural da cúpula sem contraventamentos com anéis bi-rotulados.

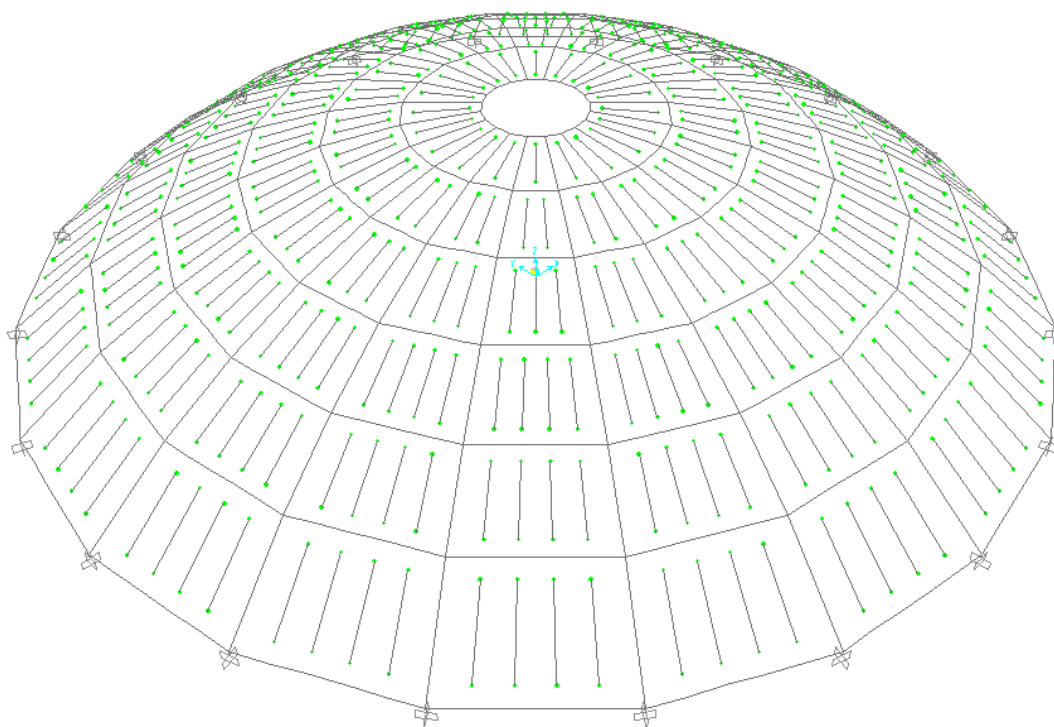


Figura 40 - Modelo estrutural da cúpula sem contraventamentos com anéis bi-encastados.

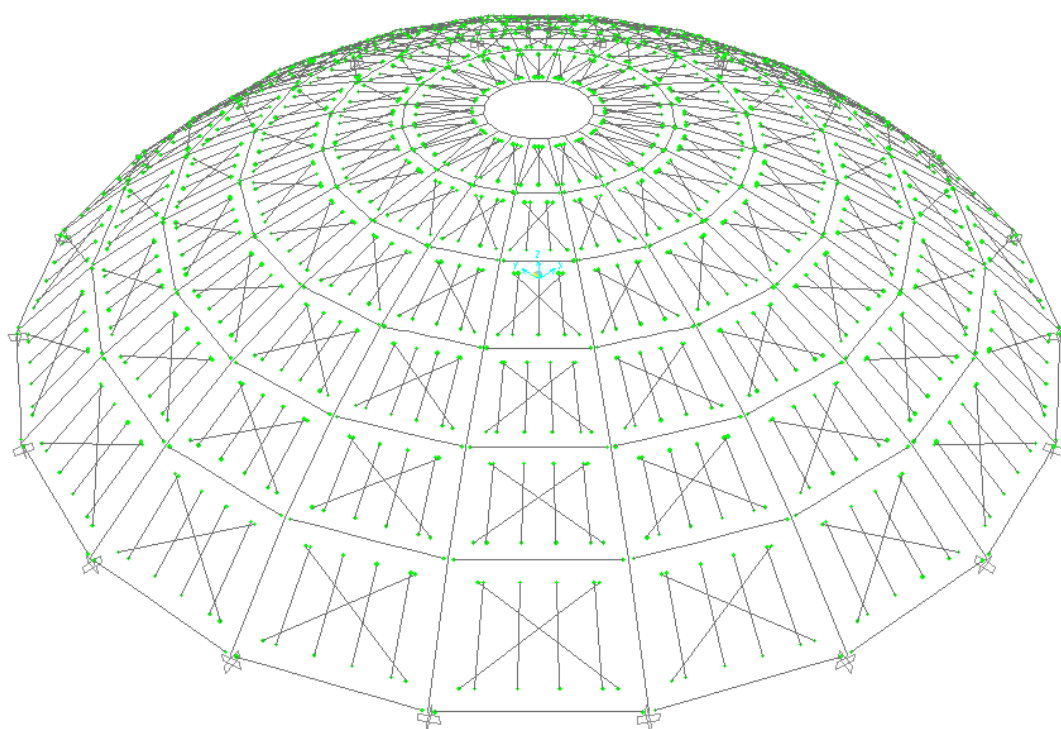


Figura 41 - Modelo estrutural da cúpula com contraventamentos com anéis bi-rotulados

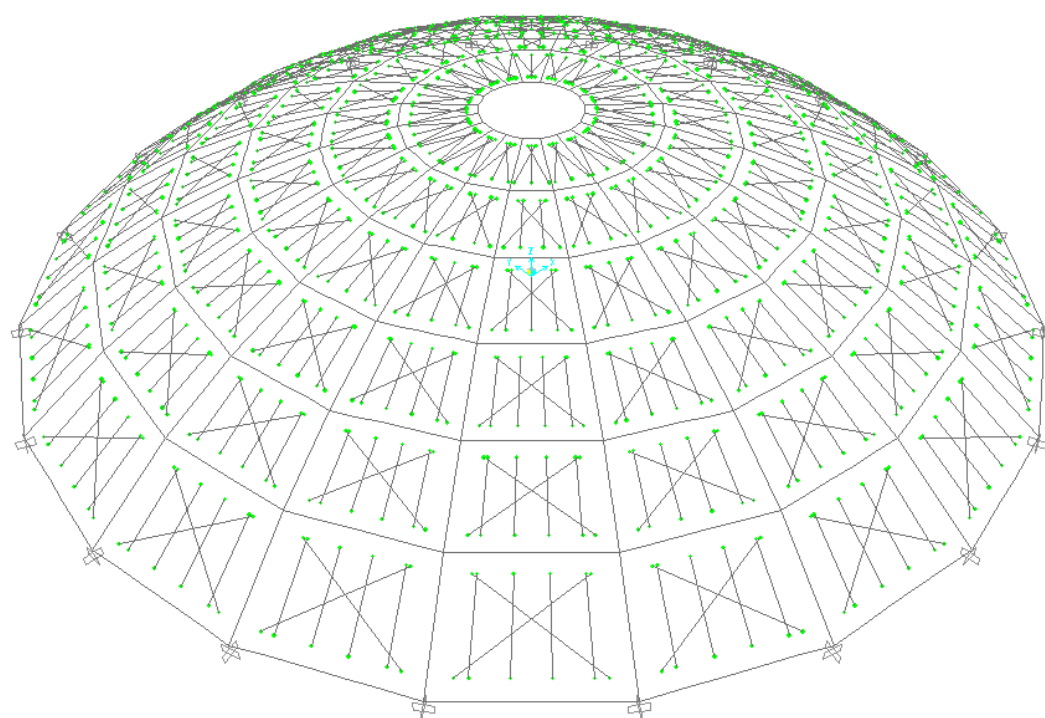


Figura 42 - Modelo estrutural da cúpula com contraventamentos com anéis bi-encastados.

A libertação de momentos flectores nas barras concorrentes num mesmo nó pode dar origem a mecanismos localizados, pelo que na montagem do modelo se deve ter atenção a possíveis erros. Quando uma estrutura apresenta um mecanismo (parte da estrutura hipostática), os programas de cálculo de elementos finitos podem não encontrar uma solução convergente.

Teve-se também o cuidado de dividir as barras dos anéis em cada intersecção com as barras das madres para existir compatibilidade de deslocamentos em ambos os elementos, uma condição da aplicação do método dos elementos finitos.

Foram apenas verificadas a resistência mecânica e estabilidade da estrutura. Outras exigências tais como: segurança contra incêndio, higiene, protecção contra ruído, isolamento térmico e economia de energia, não foram tidas em conta. Também não se consideraram detalhes construtivos como, por exemplo, colocação de portas e janelas.

4.3.Acções

4.3.1. Acções Permanentes

De acordo com o definido no capítulo anterior, a acção permanente foi considerada como:

- a) Peso próprio da estrutura: Calculado automaticamente pelo programa
- b) Peso próprio do revestimento exterior: $0,50 \text{ kN/m}^2$
- c) Peso próprio do tecto falso: $0,20 \text{ kN/m}^2$
- d) Peso próprio de outros elementos: $0,15 \text{ kN/m}^2$

É de notar que estas acções actuam ao longo da superfície da estrutura, no sentido da gravidade. Esta carga foi multiplicada pela área de influência de cada madre ou costela de modo a se obter uma carga linearmente distribuída equivalente que, por sua vez, foi aplicada nos elementos *frames* respectivos.

4.3.2. Sobrecarga de Utilização

A cúpula é de categoria H, dado tratar-se de uma cobertura não acessível, excepto para operações de manutenção e reparações correntes. De acordo com a *Tabela 4*, a sobrecarga de utilização desta cobertura é de $0,4 \text{ kN/m}^2$.

Esta acção actua ao longo da projecção horizontal da superfície, no sentido da gravidade. Não é considerada sobrecarga nas primeiras barras (entre o primeiro anel e o segundo), dado a manutenção poder ser feita pelo exterior sem daí advirem cargas.

Tal como no ponto anterior, também estas cargas foram multiplicadas pela área de influência (neste caso, área projectada) de cada madre ou costela para se obter a carga linear equivalente.

4.3.3. Vento

Definido o local de implantação no campus da FCT-UNL no Monte da Caparica, a acção do vento na cobertura da cúpula é determinada de acordo com o enunciado no EC1-4.

4.3.3.1. Velocidade do vento e pressão dinâmica

a) Valor de referência da velocidade média do vento

De acordo com o enunciado no ponto 3.1.3 deste trabalho, para o valor de referência da velocidade média do vento tomou-se a expressão (10):

$$v_b = c_{dir} \times c_{season} \times v_{b,0}$$

sendo:

$$c_{dir} = c_{season} = 1,0 \text{ (valor recomendado)}$$

$$v_{b,0} = 27 \text{ m/s obtido através da Figura 32, retirada do Anexo Nacional do EC1}$$

Assim, obtém-se:

$$v_b = 1,0 \times 1,0 \times 27 = 27 \text{ m/s}$$

b) Velocidade média do vento

De acordo com a Tabela 5 (Quadro 4.1 do EC1-4) estabeleceu-se a categoria I para o terreno de implantação, obtendo-se assim os seguintes parâmetros:

- Comprimento de rugosidade, $z_0 = 0,01 \text{ m}$
- Altura mínima, $z_{min} = 1 \text{ m}$
- Altura máxima, $z_{max} = 200 \text{ m}$

Segundo o ponto 4.3.2 (1) do EC1-4, como $z_{min} \leq z \leq z_{max}$ a expressão a utilizar para c_r será:

$$c_r(z) = k_r \cdot \ln \left(\frac{z}{z_0} \right) \quad (48)$$

em que k_r é o factor de terreno que depende do comprimento de rugosidade z_0 , sendo dado por:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{z_0}{z_{0,II}} \right)^{0,07} \quad (49)$$

em que $z_{0,II} = 0,05$ (categoria de terreno II)

Assim obtém-se:

$$k_r = 0,19 \cdot \left(\frac{0,01}{0,05} \right)^{0,07} = 0,17$$

Consequentemente, para uma altura de 12 m (altura máxima da cúpula):

$$c_r(z) = 0,17 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,05}\right) = 1,20$$

Considerando $c_o(z)=1,0$, assumindo que o declive médio do terreno a barlavento é inferior a 3° (condição da *cláusula 4.3.3* do EC1-4 para se poderem desprezar os efeitos da orografia) e dado não existirem edifícios nem obstáculos próximos, pode-se finalmente calcular a velocidade média do vento para a cota máxima da cúpula:

$$v_m(12\text{ m}) = 1,20 \times 1,0 \times 27 = 32,5\text{ m/s}$$

c) Turbulência do vento

Como $z_{min} \leq z \leq z_{máx}$ utilizou-se para o cálculo da intensidade de turbulência, $I_z(z)$, à altura z a expressão (12):

$$I_z(z) = \frac{\sigma_v}{v_m(z)} = \frac{k_l}{c_o(z) \cdot \ln(z/z_0)}$$

em que:

$$k_l = 1,0$$

$$\sigma_v = k_r \cdot v_b \cdot k_l$$

Para $z = 12\text{ m}$ obtém-se:

$$I_z(z) = \frac{1,0}{1,0 \cdot \ln\left(\frac{12}{0,01}\right)} = 0,14$$

d) Pressão dinâmica de pico:

Substituindo os valores na expressão da pressão dinâmica de pico, tem-se:

$$q_p(z) = |1 + 7 \times 0,14| \times 0,5 \times 1,25 \times 32,50^2 = 1311,666\text{ Pa} = 1,312\text{ kPa}$$

4.3.3.2. Coeficiente de pressão

a) Coeficiente de pressão externa global

O coeficiente de pressão externa, $c_{pe,10}$, é o valor pelo qual se deve multiplicar a pressão dinâmica de pico para obter a pressão do vento nas superfícies das paredes da estrutura.

Os valores de $c_{pe,10}$ a utilizar em coberturas de cúpulas são dados na *Figura 43* (*Figura 7.12* do EC1-4).

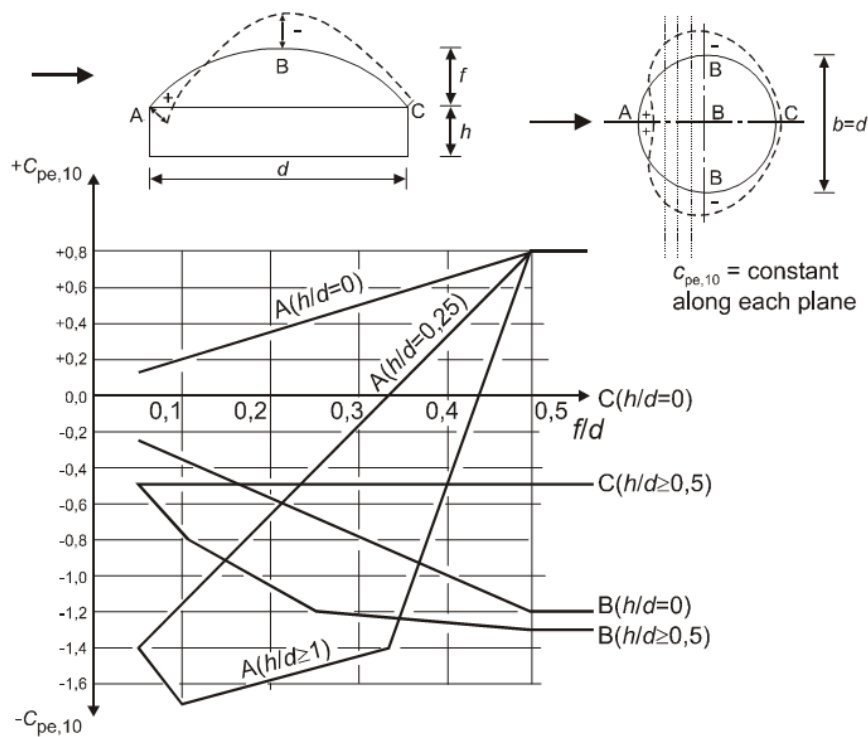
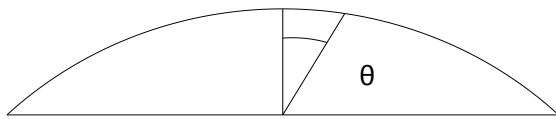


Figura 43 – Valores de c_{pe} a utilizar em cúpulas (Figura 7.12 do EC1-4).

Sabendo que $h/d = 0/60 = 0$ e que $f/d = 12/60 = 0,20$, podem retirar-se do ábaco acima os seguintes valores:

$$\begin{cases} A = 0,35 \\ B = 0,58 \\ C = 0 \end{cases}$$

Conhecendo os valores do $c_{pe,10}$ neste pontos, pode-se obter uma aproximação da gama de valores ao longo dos arcos perpendiculares ao vento a partir de interpolação linear ao longo dos arcos dos círculos:



sendo θ o ângulo entre a vertical e a posição considerada

- Para $\theta \in [A, B] \Rightarrow -0,765 \leq \theta \leq 0$:

Partindo de $c_{pe,10}(\theta) = C_1 + C_2 \cdot R \cdot \theta$

$$\begin{cases} c_{pe,10}(-0,765) = 0,35 \\ c_{pe,10}(0) = -0,58 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 0,35 = C_1 + C_2 \times R \times (-0,765) \\ -0,58 = C_1 + C_2 \times R \times (0) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_2 = -0,028 \\ C_1 = -0,58 \end{cases}$$

Substituindo-se as constantes obtém-se:

$$c_{pe,10}(\theta) = -0,58 - 0,028.R.\theta$$

- Para $\theta \in [B, C] \Rightarrow 0 \leq \theta \leq 0,765$:

Partindo de $c_{pe,10}(\theta) = C_3 + C_4.R.\theta$

$$\begin{cases} c_{pe,10}(0) = -0,58 \\ c_{pe,10}(0,765) = 0 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} -0,58 = C_3 + C_4 \times R \times (0) \\ 0 = C_3 + C_4 \times R \times (0,765) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_3 = -0,58 \\ C_4 = 0,018 \end{cases}$$

Substituindo-se as constantes obtém-se:

$$c_{pe,10}(\theta) = -0,58 - 0,018.R.\theta$$

Assim, admite-se que o coeficiente $c_{pe,10}$ varia com o ângulo θ segundo a seguinte função de dois ramos:

$$\begin{cases} c_{pe,10}(\theta) = -0,58 - 0,028.R.\theta, & -0,765 \leq \theta \leq 0 \\ c_{pe,10}(\theta) = -0,58 - 0,018.R.\theta, & 0 \leq \theta \leq 0,765 \end{cases} \quad (50)$$

b) Coeficiente de pressão interna global

Para o cálculo da pressão interna recorreu-se à *Figura 44* (Figura 7.13 do EC1-4) para edifícios sem face dominante. Os valores de c_{pi} são função da relação entre a altura e a profundidade do edifício, h/d , e do índice de aberturas μ para cada direcção do vento θ , que deve ser determinado a partir da *expressão (51)*.

$$\mu = \frac{\sum \text{área de abertura em que } c_{pe} \text{ é negativo ou } 0}{\sum \text{área de todas as aberturas}} \quad (51)$$

Com auxílio do AutoCAD [36], calcularam-se as áreas total e das aberturas a partir do comando “area”, e determinou-se que $\mu \approx 0,85$

Assim, chegou-se a um valor de $c_{pi} = -0,24$ como se ilustra na *Figura 44*

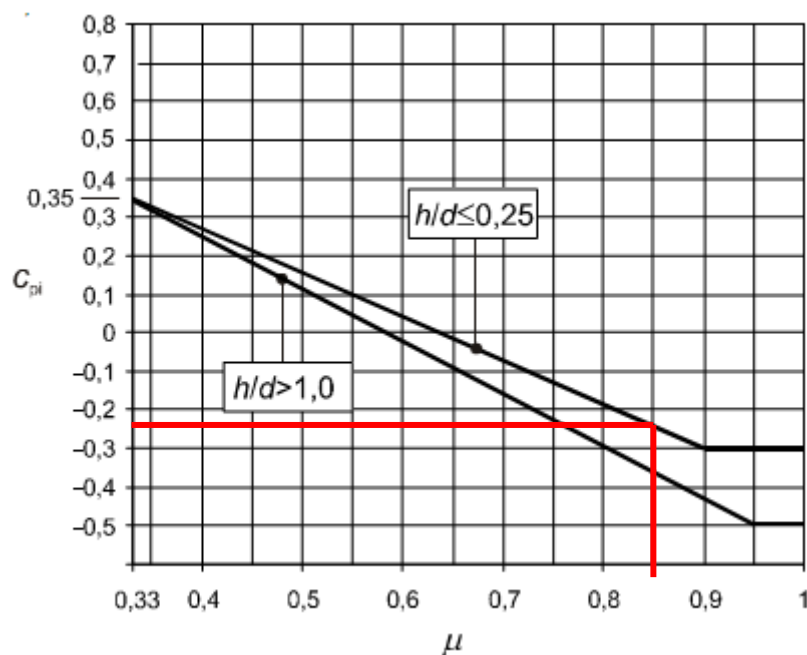


Figura 44 – Relação c_{pi} - μ

Poderia ter sido usado outro método para obter c_{pi} . De facto, de acordo com o ponto 7.2.9 (6) do EC1-4, c_{pi} pode também ser considerado como o mais oneroso dos coeficientes $+0,2$ e $-0,3$.

4.3.3.3. Pressão do vento na superfície

De modo a uniformizar os valores de $c_{pe,10}$ (pois o SAP2000 não permite atribuir cargas não uniformes em elementos de área), calcularam-se os valores nos limites de cada elemento de área, como se mostra na Figura 45.

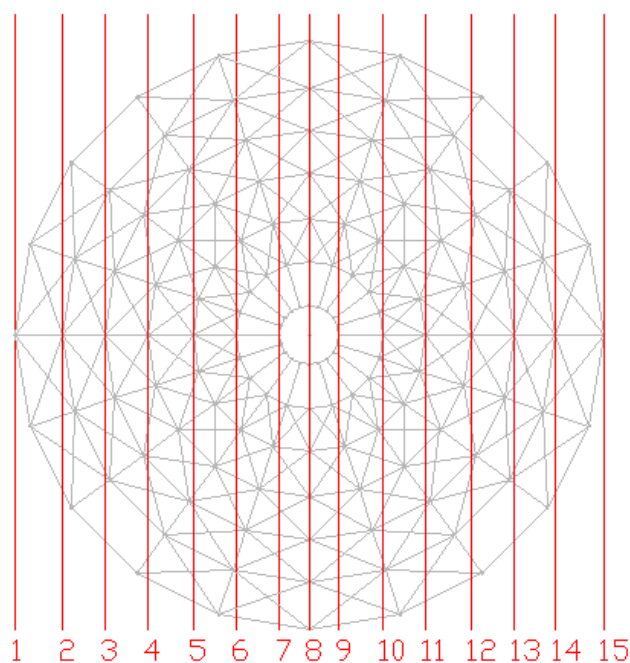


Figura 45 – Divisão em valores de c_{pe} uniformes.

A partir das rectas definidas na *Figura 45*, calcularam-se os valores respectivos da pressão do vento em superfícies exteriores, a partir da expressão (5):

$$w_e = q_p(z_e) \cdot c_{pe}$$

com $z_e = f = 12m$ (Ponto 7.2.8 do EC1-4)

Estes valores são mostrados na *Tabela 10*:

Tabela 10 – Valores de c_{pe} para as linhas definidas na *Figura 45*.

nº linha	θ	C_{pe}	$w_e[kN/m^2]$	
1	-0,765	0,35	0,459	Troço A-B
2	-0,619	0,17	0,227	
3	-0,504	0,03	0,043	
4	-0,391	-0,10	-0,137	
5	-0,278	-0,24	-0,318	
6	-0,174	-0,37	-0,483	
7	-0,070	-0,50	-0,650	
8	0,000	-0,58	-0,761	Troço B-C
9	0,070	-0,53	-0,691	
10	0,174	-0,45	-0,588	
11	0,278	-0,37	-0,485	
12	0,391	-0,28	-0,372	
13	0,504	-0,20	-0,260	
14	0,619	-0,11	-0,145	
15	0,765	0,00	0,000	

Admitindo $z_i = z_e = 12m$ (cláusula 7.2.9 (7) do EC3), a pressão do vento nas superfícies interiores é uniforme e dada por:

$$w_i = -0,24 \times 1,312 = -0,315kN/m^2$$

Pode-se finalmente obter a pressão resultante na cobertura tendo em conta a convenção dos sinais das pressões exposta na *Figura 33* (ponto 5.2 (3) do EC1-4):

Tabela 11 – Valores da pressão total nas superfícies da cúpula.

nº linha	θ	Wt[kN/m ²]	
1	-0,7651	0,774	Troço A-B
2	-0,6194	0,542	
3	-0,5038	0,357	
4	-0,391	0,178	
5	-0,2777	-0,003	
6	-0,174	-0,169	
7	-0,0697	-0,335	
8	0	-0,446	
9	0,0697	-0,377	Troço B-C
10	0,174	-0,273	
11	0,2777	-0,170	
12	0,391	-0,057	
13	0,5038	0,055	
14	0,6194	0,170	
15	0,7651	0,315	

De modo a facilitar a introdução destes valores no programa de cálculo automático, optou-se por atribuir um valor de pressão constante para cada área. Foi utilizado o maior valor de pressão nas com o intuito dos esforços serem conservativos. Para o fazer foram também calculados os pontos onde Wt=0 como a *Tabela 12* ilustra.

Tabela 12 – Pontos onde Wt=0

para Wt =0		
θ	-0,28198217	1º troço
x	11,98257463	
θ	-0,43863893	2º troço
x	18,28897274	

A Figura 46 resume os valores obtidos para a estrutura

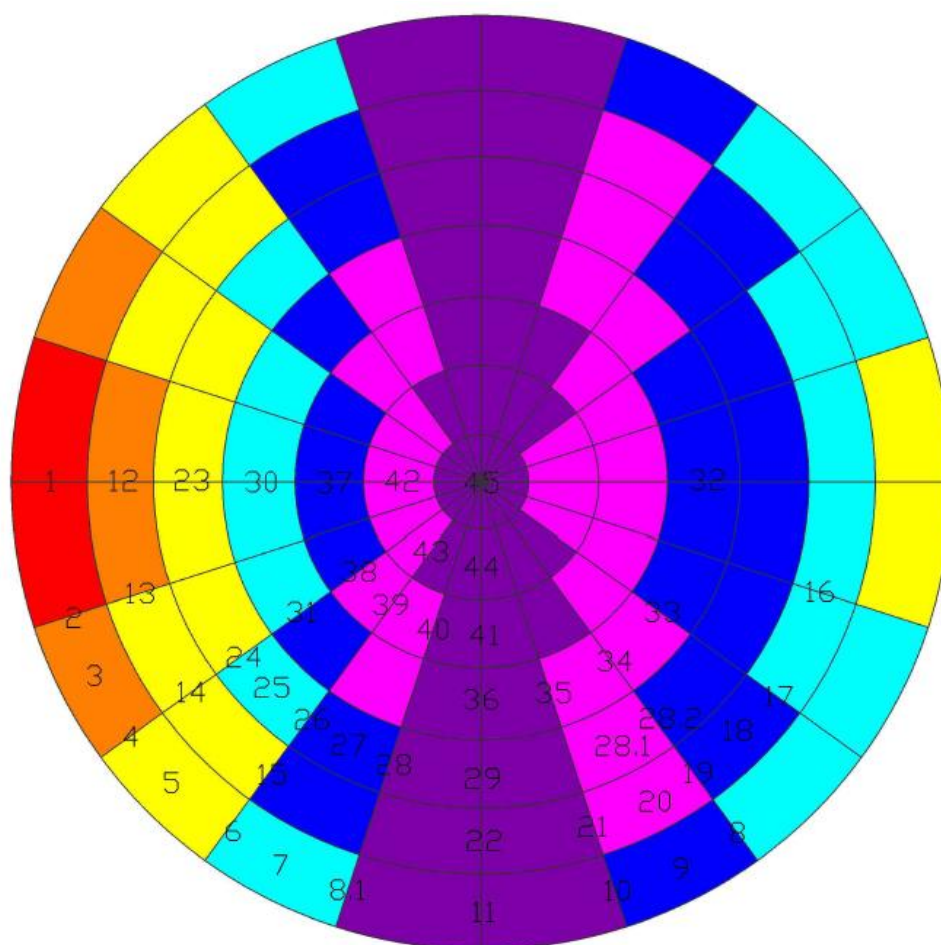


Figura 46 - Valores de c_{pe} admitidos

Legenda:

■	+ 0,459 kN/m^2
■	+0,227 kN/m^2
■	-0,134 kN/m^2
■	-0,318 kN/m^2
■	-0,483 kN/m^2
■	-0,650 kN/m^2
■	-0,761 kN/m^2

4.3.3.4. Força do vento

Numa perspectiva simplificada, pode-se utilizar o programa de cálculo automático apenas com elementos estruturais do tipo *frame*, i.e. barras, vigas e colunas, e desprezar os elementos *shell*, que são elementos de área. Torna-se pois necessário calcular os esforços equivalentes em cada um dos elementos do tipo *frame*. Para tal, considerou-se:

$c_s c_d$ igual a 1, de acordo com o ponto 6.2

A_{ref} - área de referência da superfície individual

F_{fr} - é considerado igual a 0, de acordo com o ponto 5.3 (4)

Pode-se assim concluir que existem 45 tipos de elementos no que toca à distribuição de esforços da pressão exterior do vento. Para o seu cálculo procedeu-se do mesmo modo que nas outras acções, calculando-se áreas de influência para cada elemento madre e costela, e multiplicando-as pela pressão obtendo-se as cargas distribuídas equivalentes.

Para melhor detalhe dos esforços, foram consideradas separadamente as acções da pressão exterior e interior. As cargas em cada elemento resultantes destas pressões são indicadas nas tabelas seguintes.

Tabela 13 – Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 1-2 em kN/m

Barras	1	2	3	4	5	6	7	8	8.1	9	10	11
nó 1	0,857	0,640	0,423	0,084	-0,256	-0,425	-0,593	-0,748	-0,903	-0,902	-1,057	-1,420
nó 2	0,718	0,537	0,355	0,070	-0,215	-0,356	-0,497	-0,627	-0,757	-0,756	-0,886	-1,190

Tabela 14 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 2-3 em kN/m

Barras	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
nó 2	0,355	0,070	-0,215	-0,485	-0,497	-0,627	-0,756	-0,886	-1,016	-1,103	-1,190
nó 3	0,295	0,058	-0,178	-0,403	-0,413	-0,521	-0,628	-0,736	-0,845	-0,917	-0,989

Tabela 15 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 3-4 em kN/m

Barras	23	24	25	26	27	28	28.1	28.2	29
nó 3	-0,178	-0,296	-0,413	-0,521	-0,628	-0,809	-0,845	-0,917	-0,989
nó 4	-0,141	-0,234	-0,326	-0,411	-0,496	-0,638	-0,667	-0,724	-0,781

Tabela 16 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 4-5 em kN/m

Barras	30	31	32	33	34	35	36
nó 4	-0,408	-0,514	-0,620	-0,726	-0,833	-0,904	-0,976
nó 5	-0,293	-0,370	-0,446	-0,523	-0,599	-0,651	-0,702

Tabela 17 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 5-6 em kN/m

Barras	37	38	39	40	41
nó 5	-0,594	-0,697	-0,799	-0,867	-0,936
nó 6	-0,375	-0,440	-0,505	-0,548	-0,591

Tabela 18 - Cargas distribuídas equivalentes para os perfis 6-7 em kN/m

Barras	42	43	44
nó 6	-0,757	-0,822	-0,886
nó 7	-0,305	-0,331	-0,358

Tabela 19 - Cargas concentradas equivalentes para os perfis 7-8 em kN/m

Barras	45 (concentrada)
nó 7	-1,076
nó 8	0,000

4.3.4. Temperatura

A análise da acção da temperatura na estrutura foi feita com base em dados de temperatura obtidos pelo Instituto de Meteorologia para a zona de Lisboa durante o ano de 2008. Estes dados são mostrados na *Tabela 20* tal como a variação diferencial de temperatura (VDT) igual à diferença entre a temperatura mínima e máxima.

Tabela 20 – Temperatura

Meses	Temperatura do Ar (°C)								VDT
	Tm 9h	Tm 15h	Tm 21h	Tm Mensal	Tm Máx	Tm Min	Tmax absoluta	Tmin absoluta	
Jan.	9,5	13,7	11	11,4	14,5	8,2	20,6	0,4	20,2
Fev.	10,5	14,7	11,4	12,3	15,6	9	24,8	1,2	23,6
Mar.	12,3	16,6	12,4	13,7	17,6	9,9	26,2	2,9	23,3
Abr.	14,4	18	13,4	15,1	19,1	11,1	28,6	5,5	23,1
Mai.	17,1	20,7	15,6	17,4	21,7	13	35,1	6,9	28,2
Jun.	19,9	23,8	18	20,2	24,8	15,6	41,5	10,2	31,3
Jul.	21,7	26,4	20	22,4	27,4	17,4	38,5	13,1	25,4
Ago.	21,8	26,9	20,4	22,8	27,9	17,7	39,3	13,5	25,8
Set.	20,4	25,4	19,2	21,7	26,4	17	37,1	10,7	26,4
Out.	17	21,4	17	18,5	22,4	14,6	32,6	8	24,6
Nov.	12,9	16,8	13,2	14,5	17,8	11,2	27,8	3,9	23,9
Dez.	10,1	13,9	11	11,8	14,8	8,9	23,2	0,5	22,7

Nesta análise, consideram-se dois tipos de temperatura, uma temperatura sazonal e uma temperatura devida a oscilações diárias.

a) Temperatura Sazonal (uniforme)

A temperatura sazonal foi obtida a partir da média da temperatura média mensal, que se traduziu num valor de 16,9 °C. Esta variação de temperatura é aplicada na estrutura como uma variação uniforme ΔT , podendo ser positiva ou negativa e sendo responsável principalmente por extensões ou retracções nos elementos e consequentes esforços normais.

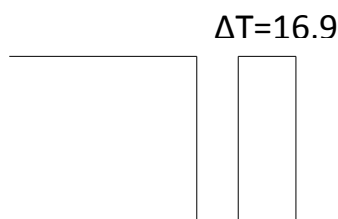


Figura 47 - Variação uniforme de temperatura.

b) Temperatura devida às variações diárias (diferencial)

A temperatura de variações diárias foi obtida subtraindo à temperatura máxima absoluta a temperatura mínima absoluta para cada mês, resultando daí os valores mensais da coluna VDT (Variação diferencial de temperatura). O seu máximo absoluto corresponde a uma variação de 31.3 °C.

No entanto, uma variação deste valor não é razoável tendo em conta as dimensões dos perfis e a elevada condutibilidade térmica do aço. Assim, estipulou-se uma variação máxima de 10 °C. Esta variação de temperatura é diferencial, como ilustra a *Figura 40*, e equivalente a um binário com o valor de 5 °C. O valor negativo pode actuar na face superior e o positivo na inferior, podendo também ocorrer o contrário. A variação térmica pode também actuar tanto segundo a direcção y da secção como segundo a direcção z da secção, provocando assim rotação nos elementos e esforços de flexão.

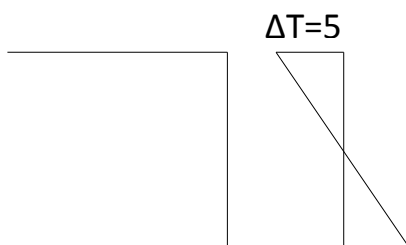


Figura 48 - Variação diferencial de temperatura.

Esta acção foi apenas aplicada aos perfis das costelas e anéis.

4.3.5. Sismo

O sismo não será uma acção condicionante do dimensionamento da estrutura se a flecha máxima das vigas for menor que 28 mm para a combinação quase permanente [7]. Através de uma análise manual pode-se constatar que a acção sísmica não será condicionante.

4.3.6. Combinações de Acções

Como referido anteriormente, foram utilizadas as seguintes combinações de acções, com base no ECO:

- i. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- ii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times TN$
- iii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times (WEP + WIN + TN)$
- iv. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times SC + 1,5 \times 0,6 \times (WEP + WIN + TP)$
- v. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIP + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- vi. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIP + 1,5 \times 0,6 \times TN$
- vii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIN + 1,5 \times 0,6 \times TP$
- viii. $E_d = 1,35 \times DL + 1,5 \times WEP + 1,5WIN + 1,5 \times 0,6 \times TN$

4.4. Modelação no SAP2000

4.4.1. Sobre os elementos usados

Os elementos estruturais num modelo do SAP2000 são representados por elementos denominados “objectos”. Existem vários tipos de objectos que podem ser utilizados, bastando para isso desenhar a sua geometria, usando a interface gráfica, e atribuir-lhes propriedades e cargas.

Neste exemplo apenas foram utilizados dois tipos de objectos: *Joints* e *Frames*.

- *Frame* – usados para simular vigas, pilares, barras e treliças; podem ser rectos ou curvos.
- *Joint* – são automaticamente criados nas intersecções ou extremidades das *frames* e podem ser adicionados para modelar os apoios da estrutura e as suas libertações.

4.4.2. Geometria, material, secções e ligações entre barras

O primeiro passo para a simulação de uma estrutura num programa de elementos finitos é a sua construção geométrica. Esta pode ser efectuada dentro do programa, função que cada vez mais os programas de cálculo de estruturas como o SAP2000 e o Robot Millenium têm desenvolvido, ou através da criação do modelo num programa de CAD e a posterior exportação para o programa de cálculo.

Neste trabalho, a geometria da cúpula foi criada directamente no SAP2000, já que a estrutura é simétrica e facilmente gerada. Foi definida uma malha a partir da opção de malha cilíndrica onde se incluíram todos os pontos necessários à boa definição e arranjo dos elementos estruturais. De seguida, definiu-se o material aço estrutural S355, laminado a quente, com as propriedades definidas na *Tabela 1* deste trabalho para a norma EN10025 (estipulou-se uma espessura entre 4 e 8 mm para as barras da estrutura). Para as secções das barras metálicas, foi definida uma “*Auto Selection List*”. Este comando do SAP permite seleccionar várias secções diferentes e atribuí-las a um elemento *frame*, a fazer com que o programa seleccione, durante o dimensionamento automático, a secção mais económica. Na análise inicial o SAP assume a secção média da lista. Assim, seleccionou-se uma lista de perfis SHS para as barras das costelas e anéis, duplo “L” para as madres e CHS para os contraventamentos. Os perfis médios adoptados são descritos no *Capítulo 5*. Finalmente construiu-se o modelo com o auxílio do editor do SAP2000. A *Figura 49* ilustra o modelo inicial sem contraventamentos e a malha (*grid*) utilizada para o definir.

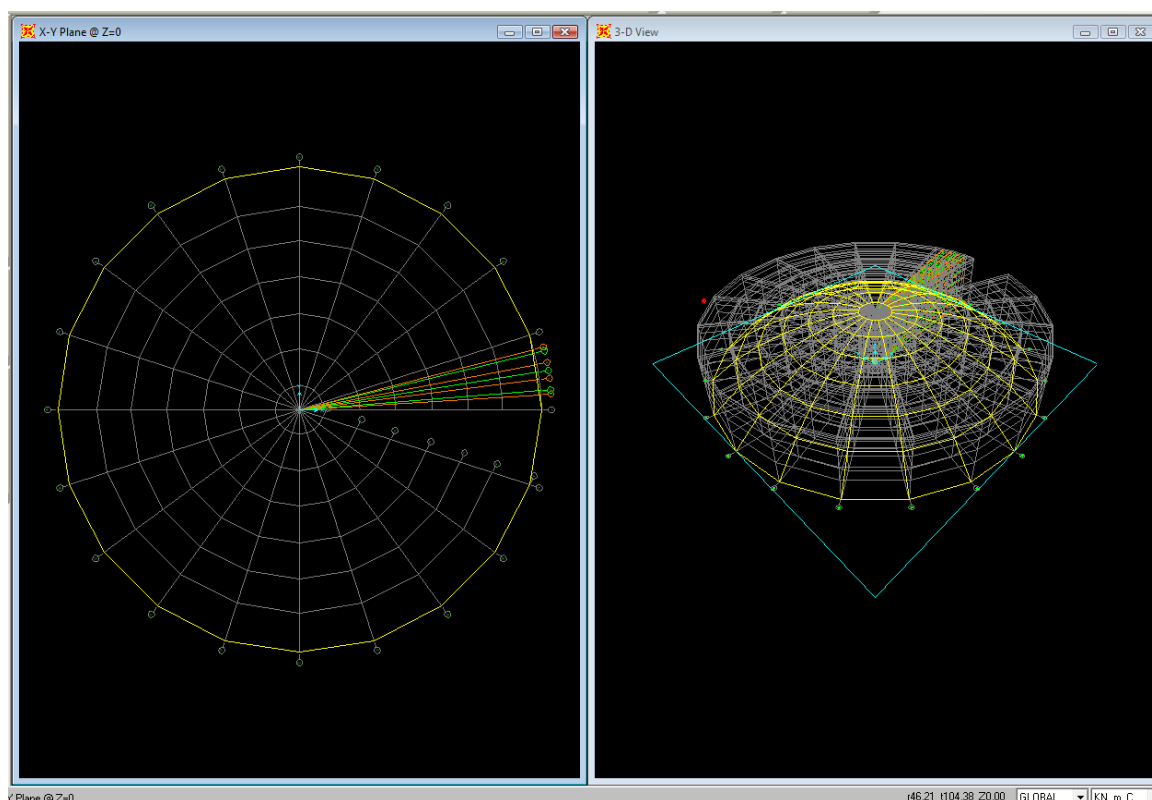


Figura 49 – Modelo inicial no SAP2000

As secções usadas durante a análise e comparação estrutural foram um pouco conservativas com vista a obter-se, na estrutura sem contraventamentos, deslocamentos pouco elevados.

No estudo estrutural, adoptaram-se os princípios regulamentares dos Eurocódigos para as acções solicitantes. Optou-se por uma análise de primeira ordem e comportamento elástico-linear do aço estrutural. Apenas se recorreu a uma análise não linear para modelar os contraventamentos flexíveis (unicamente com resistência à tracção).

4.4.3. Carregamento

As forças equivalentes aos carregamentos definidos 4.3 foram calculadas, multiplicando o carregamento pela área de influência de cada elemento e adicionados nos “*load patterns*” (comando do SAP2000 onde se definem as cargas actuates) sem coeficientes de majoração. É assim possível obter os esforços “reais” da estrutura e posteriormente majorá-los. As cargas permanentes foram adicionadas ao *load pattern* “DEAD”, a sobrecarga ao *load pattern* “LIVE” e as cargas devidas à acção do vento ao *load pattern* “WIND”.

No topo na cúpula, a placa de cobertura é redonda e está assente no anel, transmitindo apenas esforço vertical. Assim, assumiu-se que metade do esforço calculado pela multiplicação da pressão na superfície pelo comprimento da barra do anel e pelo comprimento até ao ponto extremo, descarrega nos nós (ver *Figura 50*).

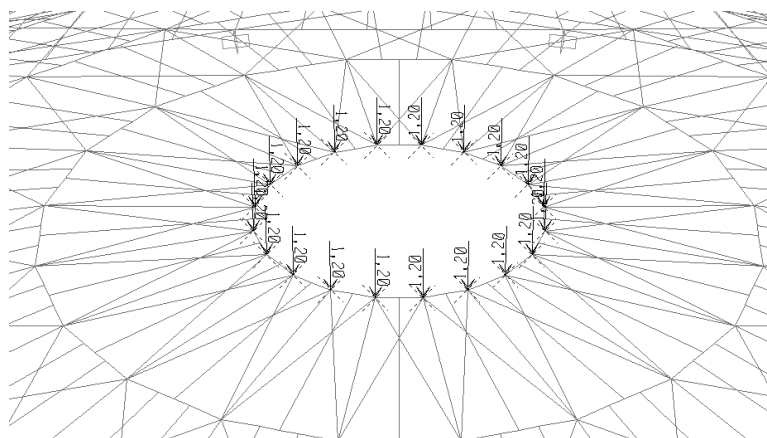


Figura 50 – Modelação do carregamento nos pontos extremos.

4.4.4. Modelos estruturais

Após da definição da geometria da estrutura, das propriedades das secções e das acções actuantes resta definir os modelos estruturais a estudar. Todos eles terão os dados anteriormente indicados, apenas podendo mudar as ligações entre barras (de articuladas para encastradas), os tipos de apoios, a existência ou não de contraventamentos, e, caso estes existam, a sua rigidez (rígido ou flexíveis).

Foram apenas realizadas análises estáticas, elásticas e de 1ª ordem. Na *Tabela 21* indicam-se todas as análises realizadas.

Tabela 21 – Análises feitas no SAP2000

Número da Análise	Ligações		Características do Contraventamento
	Anéis/Costelas	Apoios	
1	Rotuladas	Encastramento	Barras Rígidas
2	Rotuladas	Encastramento	Barras Flexíveis
3	Rotuladas	Encastramento	Não existente
4	Rotuladas	Apoio Simples	Barras Rígidas
5	Rotuladas	Apoio Deslizante	Barras Rígidas
6	Rígidas	Encastramento	Barras Rígidas
7	Rígidas	Encastramento	Barras Flexíveis
8	Rígidas	Encastramento	Não existente

De notar que os contraventamentos flexíveis foram simulados através da barras sem qualquer resistência à compressão. Para isso utilizou-se uma opção do SAP2000 em conjunto com uma análise não linear.

4.5. Análise de resultados

O programa de cálculo automático utilizado fornece os esforços e deslocamentos em todos os elementos, para cada acção individual ou para qualquer combinação previamente definida. Deste modo, as tabelas com os valores relevantes para cada análise foram importadas e posteriormente tratadas em *Excel* com vista a se obterem os valores necessários.

Os perfis utilizados para esta análise foram SHS 200x200x12,6 para as costelas e anéis, 2L 80x120x12/0 para as madres e CHS 108x3,6 para os contraventamentos.

4.5.1. Igualdade de forças verticais.

Antes de se proceder à interpretação dos resultados, é de boa prática verificar alguns aspectos fundamentais de modo a confirmar a veracidade dos resultados obtidos. Como se sabe, uma das condições fundamentais da Estática são as equações de equilíbrio, que estabelecem que o valor das acções tem de ser igual ao das reacções.

Assim, comparou-se o total das forças verticais actuantes nas barras, com o total de forças verticais dos apoios. O resultado é apresentado na *Tabela 22*.

Tabela 22 – Diferença entre Acções e Reacções obtidas.

Acções barras (kN)	Reacções apoios (kN)	Erro
5807,039	5885,117	1,34%

Conclui-se que os cálculos apresentam um pequeno erro aceitável.

4.5.2. Comparação dos deslocamentos máximos

Neste ponto, é estudado o comportamento da estrutura com ou sem contraventamento, para as combinações consideradas.

De modo a analisar o deslocamento vertical dos elementos da estrutura escolheram-se os pontos com o deslocamento vertical máximo, positivo e negativo, das combinações mais significativas. Analisando-se as deformadas correspondentes a cada combinação de esforços concluiu-se que o ponto com o maior deslocamento negativo⁶ é o 854 e obtém-se na combinação de esforços (viii) relativa a todos os carregamentos gravíticos, adiante designada por combinação positiva. O ponto que apresenta o maior deslocamento positivo é o 1206, quando a estrutura é carregada com a combinação (v) adiante designada por combinação negativa. Estes pontos encontram-se apresentados na *Figura 51*. A *Tabela 23* mostra a variação no deslocamento nesses pontos em todas as análises com apoios encastrados.

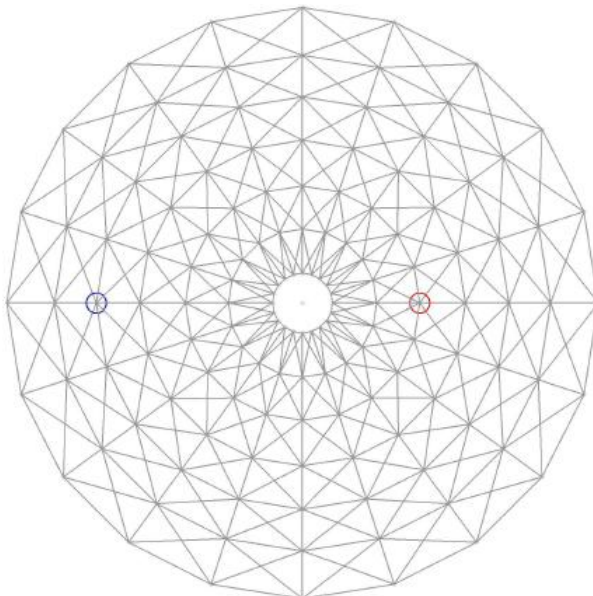


Figura 51 – Ponto 854 com maior deslocamento negativo a azul e ponto 1206 com maior deslocamento positivo a vermelho.

⁶ Entenda-se por deslocamento negativo qualquer um que tenha o sentido da gravidade

Tabela 23 – Deslocamento máximo em cm.

Combinação	Modelos com Ligações Rotuladas			Modelos com Ligações Rígidas		
	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
Positiva	-1,77	-2,9	-25,0961	-1,65	-2,67	-11,1894
Negativa	0,53	0,74	24,0866	0,58	0,78	7,6703

Com base nestes resultados, é possível extrair as seguintes conclusões:

- **Ligações rígidas vs. Ligações rotuladas**

Observando os deslocamentos máximos para cada tipo de contraventamento, é nítida a influência da rigidez das ligações anéis/costelas. Existe uma óbvia redução do deslocamento quando estas ligações são rígidas.

Escolhendo como modelo de base o modelo com ligações rotuladas, a diminuição dos deslocamentos quando se considera o modelo correspondente com ligações rígidas encontra-se evidenciada na *Tabela 24*, onde se indicam os valores absolutos dos deslocamentos.

Tabela 24 – Comparação dos deslocamentos máximos do modelo com ligações rotuladas e o modelo com ligações rígidas

Combinação	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
Positiva	-3,95%	-7,93%	-55,41%
Negativa	9,43%	5,41%	-68,16%

Uma primeira análise dos valores acima revela que, nos modelos sem barras de contraventamento, a rigidez das ligações tem uma influência muito significativa no comportamento da estrutura, chegando a fazer diminuir os deslocamentos em cerca de 68%. Tal efeito era expectável já que, na ausência das barras de contraventamento, a rigidez da estrutura passa a depender maioritariamente das ligações anéis/costelas.

Há que salientar que, apesar desta melhoria, os dois modelos sem contraventamento analisados apresentam deslocamentos elevados (da ordem de 1/250 do vão), o que inviabiliza esta solução. Efectivamente, um eventual redimensionamento dos elementos para limitar estes deslocamentos obrigaria à utilização de perfis exageradamente robustos e logo anti-económicos.

Em relação aos modelos com contraventamentos, quer rígidos quer flexíveis, observa-se uma diminuição do deslocamento no caso da combinação positiva (deslocamento no sentido da gravidade) que chega a atingir cerca de 8%, enquanto no caso da combinação negativa (deslocamento ascendente) o deslocamento tem um aumento que atinge os 9,5%. Neste último caso, o aumento do deslocamento ascendente deve-se ao facto da rigidificação dos nós provocar o aumento da rigidez da estrutura, fazendo com que esta, estando carregada numa extremidade por um carregamento descendente, rode, aumentando assim o deslocamento no ponto em questão.

A análise dos deslocamentos máximos da estrutura é um bom indicativo do comportamento da estrutura. Se a diferença entre os modelos com ligações rígidas e rotuladas

não for acentuada, o modelo com ligações flexíveis pode ser o mais apropriado [7]. As diferenças explicitadas devem ser, porém, analisadas pelo projectista, que as relaciona com as condicionantes estruturais e económicas e escolhe o modelo mais vantajoso.

Na opinião do autor, a utilização de ligações rotuladas afigura-se vantajosa, já que não existe variação significativa entre os resultados obtidos com estas ligações e com ligações rígidas, e os correspondentes detalhes construtivos são mais simples e menos onerosos.

- Influência do contraventamento

Comparando os diferentes deslocamentos obtidos nos modelos com o mesmo tipo de ligações e diferentes tipos de contraventamento, tomou-se para referência os valores relativos aos modelos com contraventamentos rígidos e elaborou-se a *Tabela 25*.

Tabela 25 – Comparação dos deslocamentos máximos

Combinação	Modelos com Ligações Rotuladas		Modelos com Ligações Rígidas	
	δ_{CF}/δ_{CR}	δ_{SC}/δ_{CR}	δ_{CF}/δ_{CR}	δ_{SC}/δ_{CR}
Positiva	1,64	14,18	1,57	6,58
Negativa	1,40	45,45	1,34	13,22

Constata-se que a existência ou não do contraventamento tem uma grande influência no comportamento da estrutura, chegando o rácio entre deslocamentos a ser cerca de 14 vezes na combinação positiva (crítica) e 45 vezes na negativa. Estes quocientes traduzem muito bem a importância destes elementos no comportamento da cúpula Schwedler.

No caso dos modelos com contraventamentos flexíveis, a variação do deslocamento máximo é muito menor, não ultrapassando duas vezes o deslocamento máximo dos modelos com contraventamentos rígidos, independentemente das ligações serem rotuladas ou rígidas.

- Influência do tipo de apoio

Os deslocamentos máximos obtidos para diferentes tipos de apoio, com ligações rotuladas e contraventamentos rígidos, são mostrados na *Tabela 26*.

Tabela 26 – Deslocamento máximos obtido com diferentes tipos de apoios.

Combinação	Modelos com Ligações Rotuladas		
	Apoio Encastrado	Apoio Simples	Apoio deslizante
Positiva	-1,77	-1,72	-2,78
Negativa	0,53	0,52	-1,05

Procurou-se investigar a influência da alteração das condições de apoio nos esforços dos elementos estruturais. Como se pode observar na tabela, em termos do deslocamento máximo não existe grande variação entre os modelos com apoios encastrados e apoios simples. O deslocamento máximo no modelo com apoios deslizantes (libertação no eixo radial, em planta) é obviamente maior, já que a estrutura se pode mover na direcção radial. Tal facto conduz à absorção de maiores esforços por parte dos perfis de aço.

4.5.3. Comparação dos esforços internos das Costelas

Dado o elevado número de elementos considerados, neste ponto serão apenas considerados os resultados correspondentes à combinação positiva já que é a combinação crítica. Note-se que as combinações associadas à acção do vento são as únicas que não são simétricas e geram, por isso, esforços igualmente não simétricos nos elementos estruturais.

Nas tabelas aqui referidas, são mostrados apenas os valores máximos dos esforços internos (neste caso esforço axial e momento flector M_z). Foi apenas considerado o momento flector no eixo z dos elementos por este ser claramente o momento mais significativo. Com efeito, tendo os elementos das costelas e dos anéis secção quadrada e por isso igual momento de inércia nos dois eixos transversais, faz sentido considerar apenas o maior momento.

Os elementos cujos esforços foram comparados estão identificados na *Figura 52*. Os diagramas de esforços destes elementos, para a combinação positiva, são ilustrados no ANEXO I.

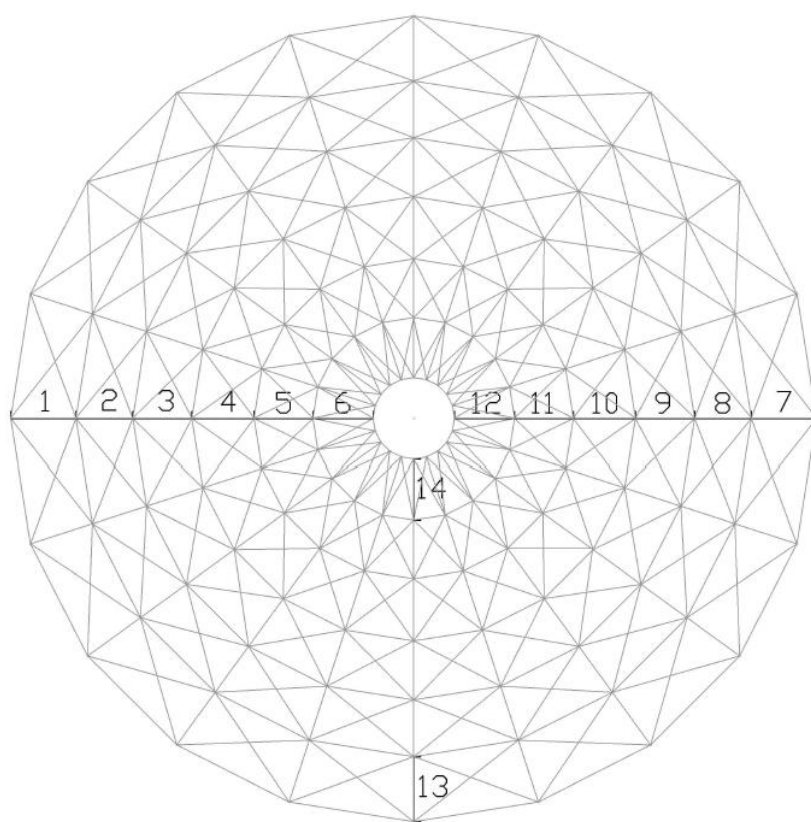


Figura 52 – Barras das costelas cujos esforços internos foram comparados.

Tendo em conta as acções que actuam sobre a cúpula nesta combinação (Combinação *viii*), facilmente se identifica que são as costelas escolhidas para a análise, as que apresentam maiores esforços.

Mais uma vez se salienta que a descrição de modelo com ligações rotuladas diz respeito apenas às ligações entre anéis e costelas, sendo as costelas consideradas como troços contínuos entre si.

Os valores dos esforços obtidos nas costelas são expostos na Tabelas 27 e na Tabela 28. De notar que os esforços axiais e momento flector são maiores nas costelas 1 e 7 o que desde já indicia secções transversais maiores.

Tabela 27 – Valores do Esforço Axial obtidos para as costelas.

Elemento	ESFORÇO AXIAL (kN)					
	Modelos com Ligações Rotuladas			Modelos com Ligações Rígidas		
	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
1	-480,28	-506,03	-437,58	-447,02	-465,73	-396,79
2	-386,97	-418,39	-372,10	-341,67	-368,93	-365,92
3	-300,69	-339,20	-311,54	-240,26	-271,93	-285,77
4	-229,42	-277,19	-264,55	-174,25	-210,66	-219,15
5	-165,12	-210,50	-227,10	-118,02	-161,11	-163,43
6	-89,57	-137,38	-172,03	-63,34	-111,97	-112,37
7	-410,82	-408,65	-400,80	-379,12	-373,42	-377,83
8	-340,36	-357,36	-358,76	-294,50	-308,61	-307,27
9	-277,39	-303,54	-307,79	-216,87	-236,04	-231,16
10	-222,25	-257,49	-263,37	-164,87	-189,45	-180,74
11	-165,80	-207,05	-223,37	-115,18	-149,00	-139,55
12	-93,08	-139,64	-160,58	-62,83	-104,50	-97,48
13	-293,73	-320,65	-286,47	-262,92	-285,73	-250,04
14	-84,16	-102,20	-23,71	-55,23	-69,47	-18,86

Tabela 28 – Valores do Momento Flector obtidos para as costelas.

Elemento	MOMENTO FLECTOR (kN.m)					
	Modelos com Ligações Rotuladas			Modelos com Ligações Rígidas		
	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
1	-55,62	-68,65	-246,18	-50,64	-61,13	-162,66
2	-15,58	10,14	60,01	-24,13	-17,08	44,57
3	-15,58	-14,76	61,77	-18,80	-20,19	22,92
4	-13,68	-14,76	44,66	-14,48	-17,06	-15,92
5	-15,54	-18,79	-17,40	-17,36	-19,19	-23,71
6	-15,54	-18,79	-17,40	-14,90	-16,00	-18,09
7	-39,99	-47,07	37,98	-36,21	-41,50	-17,00
8	-14,44	-10,76	28,94	-21,05	-18,94	-21,15
9	-14,48	-13,44	-56,64	-16,27	-17,45	-29,25
10	-12,18	-13,49	-68,40	-13,96	-16,16	-36,03
11	-15,65	-19,31	-68,40	-17,41	-19,67	-36,87
12	-15,65	-19,31	-66,67	-14,97	-16,57	-29,81
13	-22,61	-17,55	50,39	-20,06	-15,26	29,51
14	-14,21	-10,59	18,31	-12,94	-11,70	-4,12

- **Ligações rígidas vs. Ligações rotuladas**

Tal como no estudo dos deslocamentos, escolheu-se como modelo de base o modelo com ligações rotuladas e registou-se na *Tabela 29* a variação dos esforços quando se considera o modelo correspondente com ligações rígidas. É de salientar que se compararam os valores absolutos dos esforços já que, tendo as costelas secção quadrada, a sua resistência a momentos positivos ou negativos é a mesma.

Tabela 29 – Comparação do Esforço Axial nas costelas.

ESFORÇO AXIAL			
Elemento	Contraventamento Rígido	Contraventamento Flexível	Sem Contraventamento
1	-6,92%	-7,96%	-9,32%
2	-11,71%	-11,82%	-1,66%
3	-20,10%	-19,83%	-8,27%
4	-24,05%	-24,00%	-17,16%
5	-28,52%	-23,46%	-28,03%
6	-29,28%	-18,50%	-34,68%
7	-7,72%	-8,62%	-5,73%
8	-13,48%	-13,64%	-14,35%
9	-21,82%	-22,24%	-24,90%
10	-25,82%	-26,42%	-31,38%
11	-30,53%	-28,04%	-37,53%
12	-32,49%	-25,16%	-39,29%
13	-10,49%	-10,89%	-12,72%
14	-34,37%	-32,02%	-20,46%

Conclui-se que, nos elementos estudados, a introdução de continuidade nas ligações produz uma diminuição do esforço axial. A diferença é considerável, atingindo 32% nos modelos com contraventamentos rígidos, 28% nos modelos com contraventamentos flexíveis e 39% nos modelos sem contraventamentos.

Tabela 30 – Comparação do Momento Flector nas costelas.

MOMENTO FLECTOR			
Elemento	Contraventamento Rígido	Contraventamento Flexível	Sem Contraventamento
1	-8,95%	-10,95%	-33,92%
2	54,87%	68,41%	-25,73%
3	20,65%	36,82%	-62,89%
4	5,92%	15,59%	-64,35%
5	11,71%	2,09%	36,26%
6	-4,12%	-14,84%	3,95%
7	-9,46%	-11,83%	-55,24%
8	45,77%	76,00%	-26,94%
9	12,38%	29,81%	-48,36%
10	14,62%	19,82%	-47,32%
11	11,29%	1,86%	-46,09%
12	-4,34%	-14,21%	-55,29%
13	-11,30%	-13,04%	-41,44%
14	-8,94%	10,44%	-77,49%

A consideração de ligações rígidas faz com que os momentos flectores nas barras aumentem na sua maioria, havendo contudo algumas barras que apresentam uma diminuição. A diminuição de momentos predomina apenas nos modelos sem contraventamentos, onde se observa uma diminuição que chega a ser de 77%. O aumento de esforços, predominante nos outros dois modelos, atinge 54% nos modelos com contraventamentos rígidos e 68% nos modelos com contraventamentos flexíveis.

Pode-se concluir que, em termos do esforço axial, a diminuição de esforços nas costelas com a rigidificação das ligações faz sentido, já que deste modo parte do carregamento axial é transferido para os anéis. O facto dos anéis acompanharem o deslocamento das costelas mantendo o ângulo que formam com estas, faz com que os anéis absorvam parte do esforço axial.

Já com o momento flector, o mesmo efeito não se passa. Nos modelos sem contraventamentos as ligações rígidas proporcionam uma diminuição dos momentos, o que é compreensível observando os diagramas no *Anexo II* em que são mostrados os esforços numa viga com a mesma solicitação mas com apoios simples vs apoios encastrados. Existe também transmissão de momentos para os anéis o provoca esforços de torção nestas últimas, não sendo no entanto significativo e por isso é desprezado. Os modelos com contraventamentos apresentam um comportamento mais complexo, mas o aumento dos momentos nas costelas pode ser explicado pelo facto dos anéis transmitirem parte dos seus momentos para as costelas através das ligações rígidas.

- **Influência do contraventamento**

Através dos dados da *Tabela 28* observa-se que, nos modelos com contraventamento rígido, os momentos flectores nas costelas tendem a ser menores do que nas outras duas situações (com contraventamentos flexíveis e sem contraventamentos).

O modelo com contraventamentos flexíveis revela, nos casos em que os momentos máximos são obtidos nos mesmos pontos da barra, esforços intermédios entre os obtidos nos modelos com contraventamentos rígidos e sem contraventamentos, tantos para ligações rígidas como para ligações articuladas.

Tal como foi feito para os deslocamentos, foi efectuada uma comparação entre os resultados obtidos nos vários modelos, tomando-se como base o modelo com contraventamentos rígidos. Os resultados são apresentados na *Tabela 31* e na *Tabela 32*.

Tabela 31 – Comparação do Esforço Axial nas costelas.

ESFORÇO AXIAL				
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		Modelos com Ligações Rígidas	
	CF/CR	SC/CR	CF/CR	SC/CR
1	5,36%	-8,89%	4,19%	-11,24%
2	8,12%	-3,84%	7,98%	7,10%
3	12,81%	3,61%	13,18%	18,94%
4	20,82%	15,31%	20,90%	25,77%
5	27,48%	37,53%	36,51%	38,48%
6	53,38%	92,05%	76,77%	77,40%
7	-0,53%	-2,44%	-1,50%	-0,34%
8	5,00%	5,41%	4,79%	4,34%
9	9,43%	10,96%	8,84%	6,59%
10	15,86%	18,50%	14,91%	9,63%
11	24,88%	34,72%	29,36%	21,16%
12	50,03%	72,53%	66,31%	55,14%
13	9,17%	-2,47%	8,68%	-4,90%
14	21,44%	-71,83%	25,79%	-65,86%

Em relação aos esforços axiais os esforços aumentaram até 76% no caso em que se o contraventamento passou a flexível e 92% quando comparados com os do modelo sem contraventamento. Pode-se também constatar que os valores de CF/CR são maiores no modelo com ligações rígidas enquanto os valores de SC/CR são maiores nos modelos com ligações rotuladas.

Tabela 32 – Comparação do Momento Flector nas costelas.

MOMENTO FLECTOR				
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		Modelos com Ligações Rígidas	
	CF/CR	SC/CR	CF/CR	SC/CR
1	23,42%	342,61%	20,71%	221,22%
2	-34,90%	285,18%	-29,20%	84,72%
3	-5,29%	296,49%	7,40%	21,95%
4	7,90%	226,60%	17,76%	9,94%
5	20,93%	11,99%	10,52%	36,61%
6	20,93%	11,99%	7,41%	21,41%
7	17,69%	-5,04%	14,61%	-53,06%
8	-25,48%	100,46%	-10,02%	0,48%
9	-7,14%	291,23%	7,27%	79,77%
10	10,76%	461,74%	15,79%	158,20%
11	23,42%	337,13%	12,96%	111,75%
12	23,42%	326,09%	10,68%	99,13%
13	-22,39%	122,86%	-23,91%	47,15%
14	-25,47%	28,86%	-9,61%	-68,15%

Os momentos flectores apresentam um comportamento semelhante ao do esforço axial, embora com maior diminuição de valores. No caso dos modelos com contraventamento flexível a variação máxima obtida é de -29% (diminuição) enquanto na comparação com o modelo sem contraventamento a variação é muito maior (461%).

De um maneira geral pode-se afirmar que os esforços axiais aumentam com a alteração do contraventamento para flexíveis e que os momentos flectores ora aumentaram ora diminuíram em parcelas semelhantes.

- **Influência do tipo de Apoio**

Neste ponto foi estudado, tal como no caso dos deslocamentos, a influência do tipo de apoio nos resultado do modelo com ligações rígidas e contraventamentos também rígidos. Esta análise permite ter em conta a influência do tipo de apoio nos esforços das barras da estrutura, com vista a otimizar os custos relativos às fundações e à estrutura metálica.

Nas *Tabelas 33 e 34*, apresentam-se os esforços obtidos:

Tabela 33 – Valores do Esforço Axial.

ESFORÇO AXIAL (kN)			
Elemento	Modelos com Ligações Rígidas		
	Apoio Encastrado	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	-480,28	-491,24	-501,84
2	-386,97	-383,42	-369,57
3	-300,69	-303,47	-291,05
4	-229,42	-230,53	-223,03
5	-165,12	-165,68	-161,37
6	-89,57	-89,70	-88,66
7	-410,82	-418,66	-434,62
8	-340,36	-337,43	-328,49
9	-277,39	-279,37	-269,63
10	-222,25	-223,06	-216,73
11	-165,80	-166,24	-162,39
12	-93,08	-92,17	-91,25
13	-293,73	-294,08	-342,60
14	-84,16	-84,03	-84,92

Tabela 34 – Valores do Momento Flector

MOMENTO FLECTOR (kN.m)			
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		
	Apoio Encastrado	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	-55,62	15,41	19,83
2	-15,58	-14,75	-16,42
3	-15,58	-14,75	-16,42
4	-13,68	-13,47	-13,44
5	-15,54	-15,57	-15,55
6	-15,54	-15,57	-15,55
7	-39,99	-11,51	12,09
8	-14,44	-13,83	-15,30
9	-14,48	-13,83	-15,30
10	-12,18	-12,04	-11,98
11	-15,65	-15,67	-15,63
12	-15,65	-15,67	-15,63
13	-22,61	-12,04	-6,16
14	-14,21	-14,21	-14,19

Ao exemplo do feito anteriormente, tomaram-se como termos de comparação os valores obtidos no modelo com apoios encastrados, obtendo-se as *Tabelas 35 e 36*. A comparação é feita tendo em conta os valores absolutos dos esforços.

Tabela 35 – Comparação dos Esforços Axiais.

ESFORÇO AXIAL		
Elemento	Modelos com Ligações Rígidas	
	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	2,28%	4,49%
2	-0,92%	-4,50%
3	0,93%	-3,20%
4	0,48%	-2,79%
5	0,34%	-2,28%
6	0,15%	-1,02%
7	1,91%	5,80%
8	-0,86%	-3,49%
9	0,72%	-2,80%
10	0,37%	-2,48%
11	0,26%	-2,06%
12	-0,97%	-1,97%
13	0,12%	16,64%
14	-0,16%	0,91%

Como se pode constatar, não existe grande variação do esforço axial das barras analisadas. Os esforços aumentam na maioria das barras quando os apoios passam a ser simples, sendo contudo o maior acréscimo da ordem dos 2%.

Já com os apoios deslizantes acontece o contrário. Existe uma diminuição na maioria das barras apesar das maiores variações serem positivas (aumento dos esforços). As barras da extremidade inferior da costela analisada (1 e 7) chegam a aumentar cerca de 6% enquanto a na costela no eixo transversal em planta (Elemento 13) aumenta quase 17%.

Tabela 36 – Comparação dos Momentos Flectores.

MOMENTO FLECTOR		
Elemento	Modelos com Ligações Rígidas	
	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	-72,30%	-64,34%
2	-5,33%	5,39%
3	-5,33%	5,39%
4	-1,50%	-1,74%
5	0,17%	0,07%
6	0,17%	0,07%
7	-71,21%	-69,78%
8	-4,23%	5,98%
9	-4,48%	5,69%
10	-1,13%	-1,60%
11	0,12%	-0,12%
12	0,12%	-0,12%
13	-46,77%	-72,74%
14	-0,04%	-0,15%

No caso do momento flector, observam-se aumentos e diminuições dos seus valores, em geral pouco significativos. A alteração mais relevante deu-se nas barras inferiores das costelas cujo momento passou a negativo com esforços muito menores (elemento 1 e 7) ou manteve-se positivo atingindo uma diminuição de 71% e 46%, nos elementos 7 e 13 respectivamente.

4.5.4. Comparação dos esforços internos nos Anéis

Foram analisados os troços dos anéis ilustrados na *Figura 53*, por serem os que apresentam esforços máximos. Os valores máximos do esforço axial e do momento flector nestes troços, estão apresentados nas *Tabelas 37 e 38* respectivamente.

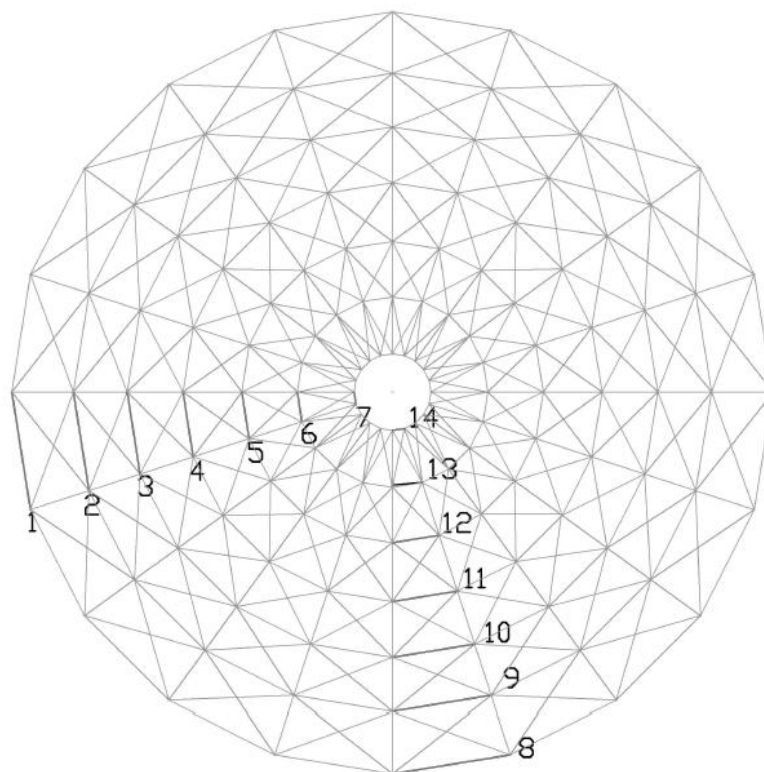


Figura 53 – Barras dos anéis cujos esforços internos foram comparados.

Há que salientar que, dado o vento ser um efeito que pode actuar em todas as direcções da cúpula e todas as outras acções serem simétricas, considera-se que os esforços no elemento mais esforçado podem ocorrer em qualquer outro do elemento do mesmo tipo, consoante a direcção do vento.

Existe também alguma semelhança no comportamento e esforços do grupo de troços oposto aos considerados (para os anéis de 8 a 14, os esforços do grupo oposto são mesmo idênticos já que as acções solicitantes são simétricas relativamente ao eixo que os divide).

Tabela 37 – Valores do Esforço Axial obtidos para os anéis.

Anel	ESFORÇO AXIAL (kN)					
	Modelos com Ligações Rotuladas			Modelos com Ligações Rígidas		
	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
1	400,35	400,39	400,35	400,99	400,71	400,85
2	-157,15	-200,42	-114,85	-150,74	-189,50	-77,19
3	-160,26	-205,12	-142,87	-173,31	-210,34	-190,16
4	-117,73	-168,91	-128,99	-127,94	-167,92	-154,82
5	-90,91	-129,24	-94,28	-96,65	-127,49	-117,69
6	-88,04	-121,55	-151,40	-90,03	-118,15	-127,36
7	-237,66	-243,02	-176,69	-245,70	-248,08	-193,15
8	400,40	400,43	400,26	400,79	400,70	400,55
9	2,21	-26,15	-59,80	7,52	-19,61	-59,06
10	-61,45	-110,25	-125,87	-67,80	-115,34	-115,97
11	-86,09	-136,10	-120,09	-92,63	-138,02	-118,38
12	-96,88	-134,18	-119,78	-101,52	-131,85	-107,24
13	-134,09	-154,13	-74,91	-140,77	-157,30	-107,90
14	-355,29	-365,08	-374,64	-367,95	-376,18	-375,27

Tabela 38 – Valores dos Momentos Flectores obtidos para os anéis

Elemento	MOMENTO FLECTOR (kN.m)					
	Modelos com Ligações Rotuladas			Modelos com Ligações Rígidas		
	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.	Contravent. Rígido	Contravent. Flexível	Sem Contravent.
1	68,61	68,88	68,63	-78,60	-80,83	-86,08
2	90,91	91,22	90,91	-72,36	-69,75	-61,27
3	54,55	54,86	54,54	-45,75	-44,19	-39,55
4	33,44	33,72	33,44	-26,87	-28,70	-26,60
5	18,90	19,08	18,83	-16,56	-20,23	-21,73
6	6,50	6,29	5,92	-8,37	-12,23	-17,49
7	-6,57	-9,26	-25,36	-7,14	-8,47	-15,38
8	19,79	20,11	19,96	-37,84	-39,48	-43,78
9	31,00	31,34	31,30	-36,04	-38,47	-72,92
10	27,82	28,18	28,09	-29,61	-31,47	-54,39
11	23,32	23,67	23,60	-22,03	-22,60	-33,47
12	16,02	16,27	16,28	-16,20	-16,68	-19,58
13	6,79	6,68	7,28	-10,71	-10,92	-9,31
14	-11,94	-10,00	23,21	-12,48	-11,27	-6,40

- Ligações Rígidas vs. Ligações Rotuladas

Comparando-se os esforços dos modelos correspondentes, com ligações rotuladas e ligações rígidas obtiveram-se as Tabelas 39 e 40.

Tabela 39 – Comparação do Esforço Axial.

ESFORÇO AXIAL			
Elemento	Contraventamento Rígido	Contraventamento Flexível	Sem Contraventamento
1	0,16%	0,08%	0,12%
2	-4,08%	-5,45%	-32,80%
3	8,15%	2,55%	33,10%
4	8,67%	-0,58%	20,03%
5	6,32%	-1,36%	24,84%
6	2,26%	-2,80%	-15,88%
7	3,39%	2,09%	9,32%
8	0,10%	0,07%	0,07%
9	239,98%	-25,03%	-1,24%
10	10,32%	4,62%	-7,86%
11	7,59%	1,41%	-1,43%
12	4,79%	-1,74%	-10,48%
13	4,98%	2,06%	44,04%
14	3,56%	3,04%	0,17%

De uma maneira geral, a variação nos esforços axiais é pouco significativa. Como já esperado as maiores diferenças dão-se nos modelos sem contraventamento, onde as ligações rígidas têm maior impacto, atingindo-se uma variação de 44%. O valor de 240% no elemento 9 dá-se porque nesse elemento o esforço axial no modelo de base (com ligações rotuladas e contraventamentos rígidos) é muito baixo.

Tabela 40 – Comparação do Momento Flector

MOMENTO FLECTOR			
Elemento	Contraventamento Rígido	Contraventamento Flexível	Sem Contraventamento
1	14,56%	17,36%	25,42%
2	-20,41%	-23,54%	-32,61%
3	-16,14%	-19,46%	-27,47%
4	-19,65%	-14,89%	-20,44%
5	-12,41%	6,02%	15,39%
6	28,75%	94,61%	195,39%
7	8,63%	-8,52%	-39,35%
8	91,26%	96,35%	119,33%
9	16,27%	22,73%	132,96%
10	6,40%	11,65%	93,66%
11	-5,54%	-4,51%	41,79%
12	1,11%	2,56%	20,26%
13	57,69%	63,49%	27,93%
14	4,53%	12,72%	-72,41%

Com a alteração para ligações rígidas, os momentos máximos passam de negativos, localizados a cerca de metade das barras dos anéis, para positivos, localizados nos extremos das barras, onde estas se ligam às costelas. A transmissão de momentos dos anéis para as costelas provoca esforços de torção nestas últimas. Estes esforços não serão aqui considerados por serem pouco significativos, embora devam ser tidos em conta no dimensionamento da cúpula.

Constata-se uma variação dos momentos flectores entre -72% e 195%, sendo porém estas comparações associadas a valores baixos. De um modo geral, os momentos diminuem no primeiro grupo de barras (1 a 7), e aumentam no segundo grupo (8 a 14).

- Influência do contraventamento

A comparação feita é apresentada na *Tabela 41* e na *Tabela 42*.

Tabela 41 – Comparação do Esforço Axial.

Elemento	ESFORÇO AXIAL			
	Modelos com Ligações Rotuladas		Modelos com Ligações Rígidas	
	CF/CR	SC/CR	CF/CR	SC/CR
1	0,01%	0,00%	-0,07%	-0,04%
2	27,53%	-26,92%	25,71%	-48,80%
3	27,99%	-10,85%	21,37%	9,72%
4	43,48%	9,57%	31,25%	21,01%
5	42,17%	3,70%	31,90%	21,77%
6	38,06%	71,96%	31,24%	41,47%
7	2,26%	-25,65%	0,97%	-21,39%
8	0,01%	-0,04%	-0,02%	-0,06%
9	1082,81%	2604,75%	160,84%	685,70%
10	79,40%	104,82%	70,13%	71,07%
11	58,09%	39,49%	49,00%	27,80%
12	38,50%	23,64%	29,88%	5,63%
13	14,95%	-44,13%	11,75%	-23,35%
14	2,76%	5,45%	2,24%	1,99%

Verifica-se, de um maneira geral, que os esforços aumentam consideravelmente quer quando se colocam contraventamentos flexíveis quer quando não existem contraventamentos. Na primeira barra de cada grupo (barra do anel inferior) não existe praticamente variação no esforço axial, mantendo-se este sempre na ordem dos 400 kN. Ao contrário do que se poderia esperar, na maioria dos elementos os esforços são maiores quando existem contraventamentos flexíveis do que quando estes são inexistentes. No primeiro caso, registam-se aumentos máximos de 79% e 70% nos modelos com ligações rotuladas e rígidas, respectivamente, e no segundo esses aumentos são de 104% e 71%. O elemento 9 constitui uma excepção, atingindo aumentos muito elevados dado o valor base de comparação ser muito baixo (2 kN).

Tabela 42 – Comparação do Momento Flector.

MOMENTO FLECTOR				
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		Modelos com Ligações Rígidas	
	CF/CR	SC/CR	CF/CR	SC/CR
1	0,39%	0,03%	2,84%	9,51%
2	0,33%	0,00%	-3,62%	-15,33%
3	0,57%	-0,03%	-3,40%	-13,54%
4	0,84%	0,00%	6,82%	-0,98%
5	0,97%	-0,39%	22,22%	31,23%
6	-3,26%	-8,87%	46,22%	109,09%
7	40,87%	285,85%	18,63%	115,44%
8	1,63%	0,89%	4,33%	15,70%
9	1,12%	0,97%	6,73%	102,31%
10	1,28%	0,95%	6,28%	83,73%
11	1,49%	1,20%	2,60%	51,92%
12	1,53%	1,63%	2,98%	20,88%
13	-1,63%	7,19%	1,98%	-13,05%
14	-16,29%	-294,38%	-9,73%	-48,70%

Para momentos flectores, verifica-se uma variação muito pequena nos modelos com ligações articuladas, quer na situação de contraventamentos flexíveis ou inexistentes. São excepções os elementos 7 e 14 (as barras no anel superior), apresentando a primeira um aumento do momento que chega aos 285% no caso sem contraventamentos, e a segunda uma diminuição de 294% também no caso sem contraventamentos.

Nos modelos com ligações rígidas, os contraventamentos têm mais impacto, verificando-se, nos casos apresentados, um aumento do momento flector na maioria dos elementos. Este aumento atinge 46% quando se muda para contraventamentos flexíveis e 115% quando estes são inexistentes.

- Influência do tipo de apoio

Tal como no estudo do comportamento das costelas, nos anéis foram também observadas as alterações que os diversos tipos de apoio provocam. Os esforços obtidos encontram-se expressos nas *Tabelas 43 e 44*.

Tabela 43 - Valores do Esforço Axial obtidos para os anéis.

ESFORÇO AXIAL (kN)			
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		
	Apoio Encastrado	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	400,35	400,36	1022,21
2	-157,15	-218,69	-234,27
3	-160,26	-140,78	-163,81
4	-117,73	-117,60	-123,13
5	-90,91	-90,74	-97,71
6	-88,04	-87,03	-94,68
7	-237,66	-236,36	-246,02
8	400,40	400,40	822,10
9	2,21	-31,04	-22,00
10	-61,45	-52,99	-54,06
11	-86,09	-87,87	-77,40
12	-96,88	-97,76	-90,57
13	-134,09	-134,92	-127,64
14	-355,29	-356,37	-346,98

Tabela 44 - Valores do Momento Flector obtidos para os anéis.

MOMENTO FLECTOR (kN/m2)			
Elemento	Modelos com Ligações Rotuladas		
	Apoio Encastrado	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	68,61	68,21	68,71
2	90,91	90,91	90,87
3	54,55	54,57	54,51
4	33,44	33,44	33,37
5	18,90	18,90	18,88
6	6,50	6,49	6,52
7	-6,57	-6,51	-6,70
8	19,79	19,78	19,89
9	31,00	30,99	31,06
10	27,82	27,82	27,87
11	23,32	23,32	23,34
12	16,02	16,02	16,02
13	6,79	6,77	6,74
14	-11,94	-12,01	-11,56

Enquanto que para o momento flector praticamente não existem alterações, o esforço axial apresenta mudanças significativas. Uma comparação dos seus valores é apresentada na *Tabela 45*.

Tabela 45 - Comparação do Esforço Axial.

Elemento	ESFORÇO AXIAL	
	Modelos com Ligações Rígidas	
	Apoio Simples	Apoio Deslizante
1	0,00%	155,33%
2	39,15%	49,07%
3	-12,16%	2,22%
4	-0,11%	4,59%
5	-0,18%	7,48%
6	-1,15%	7,54%
7	-0,55%	3,52%
8	0,00%	105,32%
9	1303,84%	895,16%
10	-13,77%	-12,03%
11	2,07%	-10,10%
12	0,91%	-6,51%
13	0,62%	-4,81%
14	0,30%	-2,34%

As alterações mais significativas dão-se nas barras do anel inferior (1 e 8), quando se muda para apoios deslizante. O facto de o apoio libertar os esforços numa direcção permite à estrutura “abrir”, solicitando as barras do anel inferior, e transmitindo à fundação esforços maioritariamente verticais. Esta técnica é pois aconselhada num local cujo solo tenha uma resistência baixa ou com perigo de deslizamento em que se deva evitar a transmissão de forças horizontais à fundação.

4.5.5. Comparação dos esforços nos apoios

Como já foi dito, o estudo da influência do tipo de apoio incidiu apenas sobre o modelo articulado com contraventamentos rígidos. A localização dos apoios encontra-se definida na *Figura 56* enquanto os resultados dos esforços obtidos são apresentados nas *Tabelas 46 e 47*.

Há que se ter conta que o eixo x (vermelho) é normal à direcção da costela incidente em planta, o eixo y (branco) tem a direcção da costela incidente no plano da planta, e o eixo z (azul) tem a direcção vertical com sentido positivo para cima. Estes eixos encontram-se ilustrados nas *Figuras 54 e 55*.

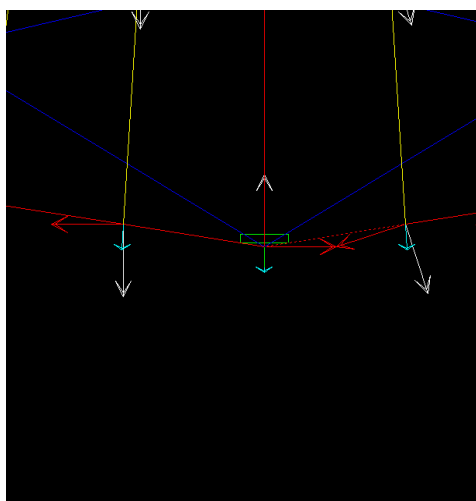


Figura 55 – Eixos dos apoios em planta.

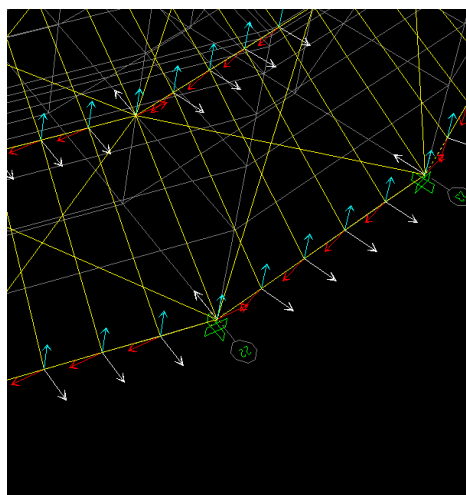


Figura 54 – Eixos dos apoios em perspectiva.

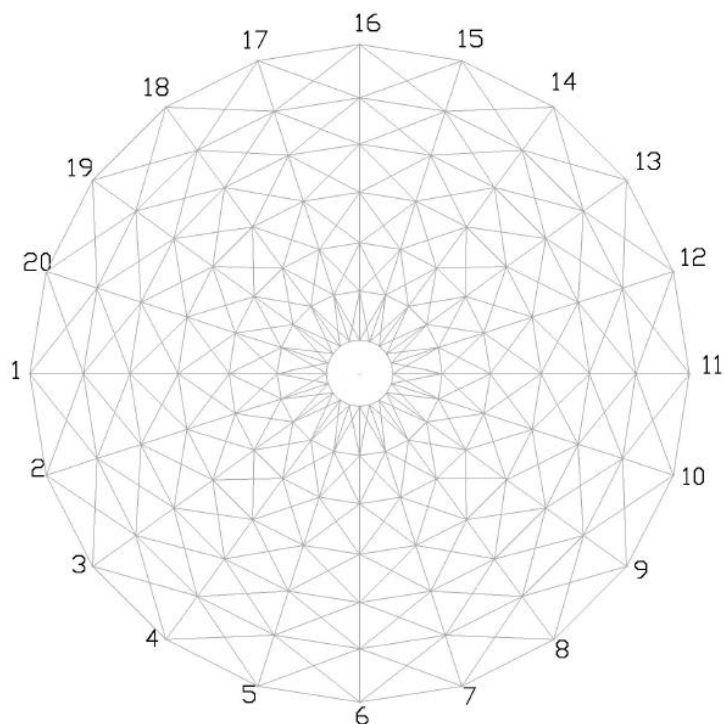


Figura 56 – Apoios cujos esforços foram comparados.

Os apoios foram estudados pela seguinte ordem: apoios encastrados, apoios simples e apoios deslizantes, pois esta sequência permite ao leitor observar o desempenho dos elementos à medida que se vão libertando restrições.

Tabela 46 – Esforços obtidos nos apoios encastrados.

Apoio	Apoios encastrados					
	Fx	Fy	Fz	Mx	My	Mz
1	-0,01	208,82	383,19	55,62	0,00	0,00
2	-39,01	193,71	362,78	51,49	-0,89	1,05
3	-61,19	175,39	329,16	43,49	-1,41	1,68
4	-69,40	157,32	298,23	36,95	-1,58	1,87
5	-60,74	119,85	248,56	29,12	-1,36	1,60
6	-30,72	103,86	220,82	22,61	-0,70	0,84
7	-0,70	121,56	245,34	27,21	-0,04	0,06
8	13,05	146,36	279,03	32,47	0,27	-0,35
9	14,59	164,37	298,98	35,02	0,32	-0,43
10	10,11	170,73	309,87	37,66	0,23	-0,30
11	0,00	171,76	316,40	39,99	0,00	0,00
12	-10,11	170,74	309,86	37,66	-0,23	0,30
13	-14,59	164,37	298,98	35,02	-0,32	0,43
14	-13,04	146,36	279,03	32,47	-0,27	0,34
15	0,71	121,57	245,33	27,21	0,04	-0,06
16	30,73	103,85	220,81	22,61	0,71	-0,85
17	60,75	119,84	248,56	29,12	1,36	-1,60
18	69,40	157,32	298,23	36,95	1,58	-1,88
19	61,18	175,39	329,16	43,49	1,41	-1,68
20	38,99	193,70	362,79	51,49	0,89	-1,05

Tabela 47 - Esforços obtidos nos apoios simples.

Apoio	Apoios Simples		
	F _x	F _y	F _z
1	-0,01	227,16	383,74
2	-41,99	210,36	362,93
3	-65,53	189,11	328,83
4	-73,95	169,23	298,13
5	-64,60	129,09	248,21
6	-31,99	110,41	219,78
7	0,52	130,52	245,29
8	14,74	157,47	279,50
9	16,05	176,10	299,27
10	11,19	183,33	310,20
11	0,00	185,41	317,07
12	-11,20	183,33	310,20
13	-16,05	176,10	299,27
14	-14,74	157,48	279,50
15	-0,51	130,53	245,29
16	32,01	110,41	219,78
17	64,60	129,08	248,21
18	73,95	169,23	298,13
19	65,52	189,10	328,84
20	41,97	210,36	362,93

Com a alteração de apoios encastrados para simples as forças em *x* e em *y* aumentam na ordem dos 7 a 8%, enquanto os esforços em *z* se mantêm. É de notar que, não tendo de resistir aos momentos flectores, o custo deste tipo de apoio é consideravelmente mais baixo.

Tabela 48 - Esforços obtidos nos apoios deslizantes.

Apoio	Apoios Deslizantes (em Y)		
	F _x	F _y	F _z
1	-0,02	0,00	365,40
2	-16,44	0,00	353,14
3	-29,23	0,00	325,16
4	-28,63	0,00	296,46
5	-24,95	0,00	263,52
6	-23,34	0,00	242,25
7	-17,47	0,00	255,46
8	-8,92	0,00	277,57
9	-0,94	0,00	291,05
10	3,32	0,00	301,23
11	0,00	0,00	308,02
12	-3,33	0,00	301,23
13	0,94	0,00	291,05
14	8,93	0,00	277,57
15	17,48	0,00	255,45
16	23,36	0,00	242,25
17	24,96	0,00	263,52
18	28,63	0,00	296,46
19	29,22	0,00	325,17
20	16,42	0,00	353,14

No caso dos apoios deslizantes a reacção F_x diminui em quase todos os apoios, na ordem dos 60%. Já as forças em z ora diminuem ora aumentam, sem grandes variações, situando-se entre -4 e 9%. Com a libertação dos momentos e da força em y a capacidade resistente deste tipo de fundação não tem que ser tão elevada, o que pode trazer benefícios em termos económicos. No entanto, a sua construção não é simples, podendo ser materializado em apoios com um “rasgo” ou em neoprene na direcção y , o que pode constituir encargos excessivos.

Note-se ainda que a opção de libertar os apoios na direcção x , encaminhando os correspondentes esforços (não muito elevados) para a estrutura metálicas, faria com que as fundações apenas tivessem que resistir a esforços verticais, mas tornaria a estrutura num mecanismo.

4.5.6. Considerações finais

Verificou-se que o uso de contraventamentos rígidos se traduz numa menor sensibilidade da estrutura face à influência das ligações costela/anel, tanto em relação aos deslocamentos nodais como em relação aos esforços internos nas costelas e anéis.

No caso dos contraventamentos flexíveis, cada par de contraventamentos diagonais comportou-se como esperado. Enquanto um deles apresenta esforços nulos (pois quando comprimido, tende a encurvar e não recebe esforços), o outro funcionava à tracção. Apesar das secções aqui usadas terem uma certa resistência à encurvadura, o método usado permite simular, conservativamente, a situação de barras mais finas onde a resistência à compressão é praticamente nula.

Observou-se também o aumento de esforços internos e consequente necessidade de aumento das secções transversais das barras em relação às necessárias nos modelos com barras rígidas. Tal aumento faz sentido, uma vez que a perda de rigidez que esta alteração implica necessita de ser compensada através da adopção de elementos mais robustos.

O uso de contraventamentos flexíveis (mais económicos) pode trazer vantagens em casos em que a diferença entre os esforços e deslocamentos obtidos com estes contraventamentos e contraventamentos rígidos não seja elevada.

Nos modelos sem contraventamento, existe um aumento dos esforços internos das costelas e dos anéis. Por conseguinte, as secções destes elementos têm que ser superiores às utilizadas num modelo com contraventamentos. Em certos casos, tendo em conta a quantidade de aço, este sistema estrutural até pode ser compensador em termos de consumo de material, já que, apesar de aumentarem as secções das costelas e anéis se retiram os contraventamentos. Há, no entanto, que ter em atenção os deslocamentos elevados que surgem em estruturas não contraventadas.

No passado, alguns autores [3] afirmaram que os contraventamentos não tinham qualquer utilidade após as cúpulas estarem construídas, servindo apenas como elementos auxiliares durante a construção. Contudo, como se mostrou neste trabalho, sabe-se hoje que os contraventamentos são de grande importância para a estabilidade, longevidade, utilização e economia das cúpulas.

Em relação às ligações observou-se que a utilização de ligações rígidas não provocou diminuições significativas no deslocamento vertical da estrutura, pelo que em geral não compensa o gasto com material e mão-de-obra que essas ligações acarretam. Como tal, um modelo com ligações flexíveis pode ser o mais apropriado para este tipo de estrutura [7]. Em termos dos esforços internos, verifica-se também um aumento destes quando se rigidificam as ligações, o que se traduz num aumento das secções transversais dos elementos.

É sabido que não se consegue materializar um comportamento das ligações completamente articulado nem completamente rígido, tendo as ligações um comportamento intermédio. Desta maneira, considerando ambas as hipóteses de ligações (articuladas e rígidas), pode-se determinar uma envolvente dos esforços e usá-la como base para o dimensionamento. Existem programas de cálculo automático que contêm essa funcionalidade, sendo um deles o SAP2000.

Relativamente aos tipos de aparelhos de apoio usados, verificou-se uma grande semelhança, tanto nos deslocamentos verticais como nos esforços internos, entre os modelos

com encastramentos e com apoios simples. Os momentos não absorvidos pelos apoios simples são redistribuídos maioritariamente através do esforço axial (aumento de compressão), nas barras das costelas e nas barras do segundo nível de anéis. Os momentos gerados neste modelo são menores do que os gerados no modelo com encastramentos. Tendo isto em conta, conclui-se que o uso de apoios simples é vantajoso neste caso, já que implica apoios menos robustos e de fácil execução, logo menos onerosos que os encastrados.

A utilização de apoios deslizantes leva a um aumento dos deslocamentos, tanto verticais como horizontais, e dos esforços de tracção nos anéis inferiores. Como se sabe, as barras de aço funcionam melhor à tracção do que à compressão, pois o desenvolvimento de fenómenos de encurvadura pode fazer aumentar muito a secção mínima admissível. No entanto, apoios deste tipo não são de uso corrente devido à sua complexidade de materialização e consequentes custos, sendo utilizados apenas quando é necessário introduzir essas libertações. Para simular a rigidez de pilares, podem ser utilizados apoios com molas.

Posteriormente, e tendo em atenção as conclusões tiradas da análise dos diversos modelos estruturais, proceder-se-á, através de um programa de cálculo automático, ao dimensionamento de uma cúpula com ligações articuladas, contraventamentos rígidos e apoios simples.

5. CASO PRÁTICO: DIMENSIONAMENTO

Este capítulo tem como objectivo proceder ao dimensionamento da cúpula apresentada no capítulo 4 e dar a conhecer como o fazer através de programas de cálculo automático, um dos métodos mais utilizados hoje em dia para o efeito. De facto, muitos programas de elementos finitos para análise de estruturas contêm já algoritmos de dimensionamento onde estão definidas as sequências de cálculo regulamentares que se devem verificar. Os algoritmos de dimensionamento de elementos metálicos do programa utilizado, SAP2000, são ilustrados no Anexo III, recomendando-se a sua leitura em simultâneo com este capítulo. As simplificações usadas pelo programa foram previamente expostas no capítulo 3.

A verificação da segurança dos perfis metálicos é feita recorrendo ao preconizado no Eurocódigo 3. Para tal, recorre-se ao módulo automático de cálculo para perfis metálicos existente no SAP2000, muito utilizado em Portugal face ao seu bom desempenho, rapidez e eficiência.

Há que salientar que o SAP2000 assume o comprimento de encurvadura igual ao comprimento de cada elemento *frame*, mesmo que este elemento represente apenas uma parte do comprimento total de um perfil⁷. Este comprimento é calculado através de um coeficiente, k_L , cuja multiplicação pelo comprimento do elemento corresponde ao comprimento de encurvadura e cujo valor se pode alterar no programa. Neste caso os anéis encontram-se contraventados por madres diagonais. Poder-se-ia ter considerado contraventados nos dois eixos transversais mas optou-se por fazer $L_e = L$ para a encurvadura em torno do eixo y , já que a resistência que as madres oferecem a esta instabilidade vai também diminuindo nos anéis ascendentes (as madres vão ficando com ângulos cada vez mais próximos da horizontal). Assim sendo, fez-se $k_{Ly} = \frac{L}{L_i}$, em que L_i é o comprimento do elemento *frame* e L é o comprimento total do perfil discretizado, obtendo-se $L_e = k_{Ly}L_i = L$ para a direcção y . Na direcção z consideram-se os anéis contraventados e, portanto, $L_e = L_i$.

Evitou-se atribuir muitos perfis a cada “Auto Selection List” de modo a não tornar a verificação automática muito morosa.

5.1. Verificação da segurança aos Estados Limite Últimos

Apesar de, na maioria dos elementos, a combinação *viii* ser a que provoca os maiores esforços, existem alguns elementos onde a combinação *vii* é mais gravosa. Assim, foram introduzidas estas duas combinações no comando “Design Combos” do SAP2000 no menu “Design”. Desprezam-se todas as outras criadas automaticamente pelo programa.

Dado o programa de cálculo automático apenas verificar os valores dos esforços em cada *Output Station*⁸, foram tomados 9 para as costelas e anéis e apenas 3 para as madres e os contraventamentos, dado estes últimos serem elementos bi-apoiados.

As verificações tidas em conta para controlo de segurança dos estados limite últimos foram as seguintes:

⁷ Por exemplo os anéis inferiores foram divididos em 5 elementos *frame* com as mesmas características, nos pontos de intersecção com as madres, de modo a garantir a compatibilidade de deslocamentos com as mesmas.

⁸ Pontos de um elemento *frame* nos quais o SAP2000 devolve os valores dos esforços. O diagrama de esforços resulta da união linear entre estes pontos.

- Resistência das secções a tensões directas (devidas a esforços axial, transverso e momento flector);
- Resistência das barras à encurvadura por flexão;
- Resistência das barras à encurvadura lateral-torsional por flexão;
- Resistência das barras por encurvadura por esforço transverso;
- Resistência das secções à interacção de esforços;
- Resistência das barras à interacção de esforços;

Admitiram-se os seguintes valores

$$A_{net} = 0,95 \cdot A_{gross}$$

$$k_{Ly} = \frac{L}{L_i}$$

$$\text{Rácio esforço actuante/esforço resistente} \leq 0,95$$

$$k_{yy}, k_{yz}, k_{zy}, k_{zz} \text{ obtidos pelo Método B}$$

5.1.1. Primeira Iteração

Após se escolherem os perfis, foi feita uma primeira análise do comportamento da cúpula.

Os perfis verificados foram:

- SHS 200x200x12,6 para as costelas e anéis
- 2L 80x120x12/0 para as madres
- CHS 108x3,6 para os contraventamentos

Como esperado, todos os perfis SHS verificaram a segurança. Recorde-se que estes perfis foram dimensionados anteriormente de modo a satisfazer o estado limite de utilização em termos de deslocamento verticais, tendo-se constatado que este estado limite era mais condicionante que o estado limite último. No entanto, algumas madres e contraventamentos inferiores não verificaram a segurança, devido aos contraventamentos serem muito esbeltos e às madres terem uma secção transversal pequena. Estes elementos encontram-se marcados a vermelho na *Figura 57*.

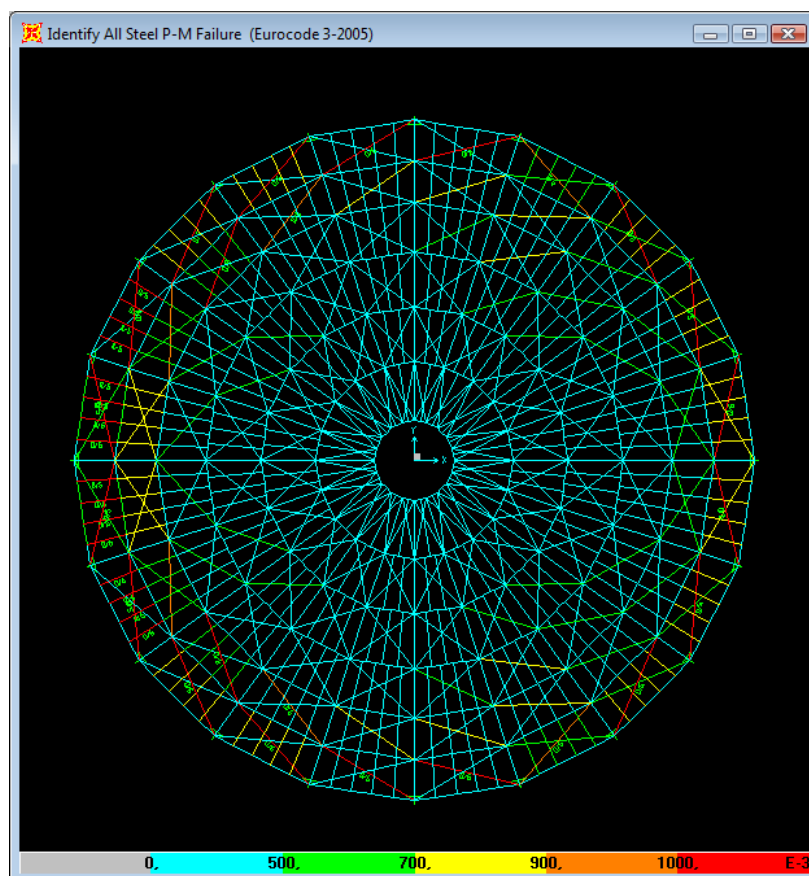


Figura 57 – Rácios máximos obtidos na primeira iteração.

5.1.2. Segunda Iteração

Nesta iteração foram introduzidas as seguintes “Auto Selection List”⁹:

Costelas e Anéis:

- SHS 160x160x10
- **SHS 160x160x16**
- SHS 160x160x20

Contraventamentos:

- CHS 88,9x3,2
- CHS 101,6x3,6
- **CHS 108x3,6**
- CHS 133x4

Madres:

- 2L 80x60x8/0
- **2L 80x60x10/0**
- 2L 80x120x12/0
- 2L 80x120x14/0

Os resultados obtidos são apresentados na Figura 58.

⁹ Os esforços são calculados admitindo o peso próprio da secção média das listas. Estas secções encontram-se a negrito.

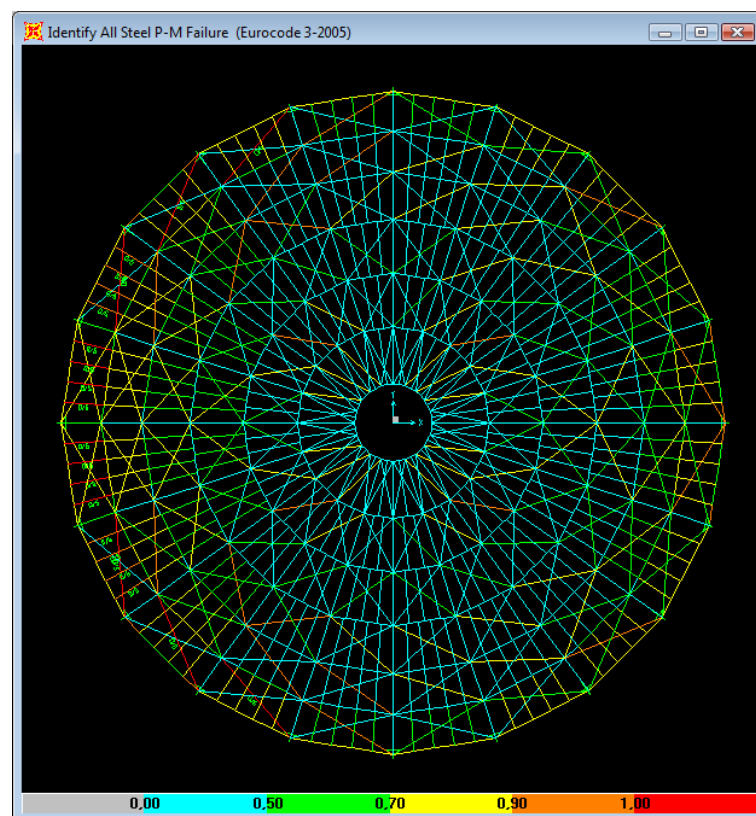


Figura 58 – Rácios máximos obtidos na segunda iteração.

A acção do vento pode incidir sobre qualquer direcção. Por este motivo, foram verificadas as secções máximas obtidas para cada tipo de elemento¹⁰ assim como os respectivos rácios, como indicado nas tabelas seguintes.

Tabela 49 – Secções e rácios obtidos nas madres.

Madres	Secção máxima	Rácio
1-2	2L 80x120x14/0	1,1615
2-3	2L 80x60x10/0	0,815911
3-4	2L 80x60x8/0	0,631005
4-5	2L 80x60x8/0	0,53828
5-6	2L 80x60x8/0	0,359574
6-7	2L 80x60x8/0	0,271532

¹⁰ Por exemplo para o anel inferior apresenta-se apenas os dados da barra com os maiores esforços.

Tabela 50 – Secções e rácios obtidos nos contraventamentos.

Contravent.	Secção máxima	Rácio
1-2	CHS 133x4	1,331464
2-3	CHS 108x3,6	0,949371
3-4	CHS 101,6x3,6	0,849894
4-5	CHS 101,6x3,6	0,722118
5-6	CHS 88,9x3,2	0,908095
6-7	CHS 88,9x3,2	0,892001

Tabela 51 – Secções e rácios obtidos nos anéis.

Anéis	Secção máxima	Rácio
1	SHS 160x160x16	0,863542
2	SHS 160x160x16	0,889412
3	SHS 160x160x10	0,632299
4	SHS 160x160x10	0,365793
5	SHS 160x160x10	0,224767
6	SHS 160x160x10	0,164353
7	SHS 160x160x10	0,272087

Tabela 52 – Secções e rácios obtidos nas costelas.

Costelas	Secção máxima	Rácio
1-2	SHS 160x160x10	0,603441
2-3	SHS 160x160x10	0,368499
3-4	SHS 160x160x10	0,282867
4-5	SHS 160x160x10	0,223312
5-6	SHS 160x160x10	0,182504
6-7	SHS 160x160x10	0,140886

Como se pode verificar, alguns perfis ainda se encontram algo sobredimensionados. Contudo, algumas madres e contraventamentos junto aos anéis inferiores não verificam a segurança, pelo que se terá de aumentar a sua secção.

5.1.3. Terceira Iteração

Com base nos resultados da iteração anterior e tendo em conta as alterações no peso próprio devidas à adopção de secções diferentes, foram consideradas as seguintes “Auto Selection Lists”:

Costelas e Anéis:

- SHS 140x140x7,1
- **SHS 140x140x10**
- SHS 160x160x10

Contraventamentos:

- CHS 88,9x3,2
- **CHS 101,6x3,6**
- CHS 152x4

Madres:

- 2L 80x40x5/0
- 2L 80x60x6/0
- **2L 80x60x8/0**
- 2L 100x75x12/0

A Figura 59 apresenta os resultados obtidos.

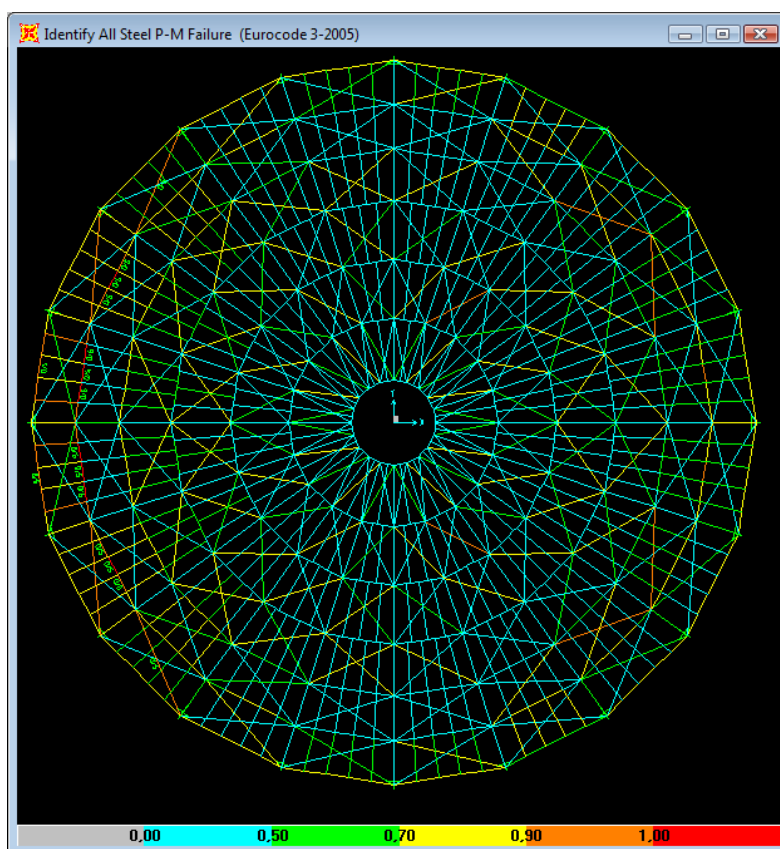


Figura 59 - Rácios máximos obtidos na terceira iteração

As secções e os respectivos rácios são mostrados nas tabelas seguintes

Tabela 53 - Secções e rácios obtidos nas madres.

Madres	Secção máxima	Rácio
1-2	2L 100x75x12/0	0,901
2-3	2L 100x75x12/0	0,428
3-4	2L 80x60x8/0	0,610
4-5	2L 80x60x8/0	0,516
5-6	2L 80x60x8/0	0,339
6-7	2L 80x60x8/0	0,258

Tabela 54 - Secções e rácios obtidos nos contraventamentos.

Contravent.	Secção máxima	Rácio
1-2	CHS 152x4	0,964
2-3	CHS 152x4	0,458
3-4	CHS 152x4	0,306
4-5	CHS 101,6x3,6	0,839
5-6	CHS 101,6x3,6	0,583
6-7	CHS 101,6x3,6	0,595

Tabela 55 - Secções e rácios obtidos nas costelas.

Costelas	Secção máxima	Rácio
1-2	SHS 140x140x10	0,758
2-3	SHS 140x140x7,1	0,508
3-4	SHS 140x140x7,1	0,338
4-5	SHS 140x140x7,1	0,262
5-6	SHS 140x140x7,1	0,220
6-7	SHS 140x140x7,1	0,165

Tabela 56 - Secções e rácios obtidos nos anéis.

Anéis	Secção máxima	Rácio
1	SHS 160x160x10	0,955
2	SHS 160x160x10	1,281
3	SHS 140x140x10	0,754
4	SHS 140x140x7,1	0,563
5	SHS 140x140x7,1	0,311
6	SHS 140x140x7,1	0,204
7	SHS 140x140x7,1	0,341

Em relação às madres irão definir-se para os três troços inferiores secções 2L 100x75x12, já que estes troços seguem a mesma direcção em planta e o facto de terem perfis iguais pode trazer vantagens durante a construção. Nas madres restantes, adopta-se a secção 2L 80x60x8,

que se sabe estar algo sobredimensionada¹¹, com o objectivo de conferir algum contraventamento aos anéis.

Nos contraventamentos, colocam-se secções CHS 168x4 nos dois primeiros troços e CHS 101,6x3,6 para os restantes. Dadas as dimensões da secção dos anéis e costelas, não é possível que no cruzamento entre contraventamentos um deles passe acima do outro, pelo que estes elementos terão que se intersectar no seu meio vão (a meio do “x”). No entanto, a análise efectuada é conservativa (pois admite comprimentos de encurvadura maiores que os reais), sendo pois aceitável.

Os perfis das costelas e anéis deverão ser iguais de modo a facilitar a ligação entre estes elementos. Deste modo, adoptou-se para os primeiros dois anéis inferiores e costelas correspondentes perfis SHS 160x160x17,5. Os dois módulos seguintes serão de secção SHS 140x140x10 e os restantes de secção SHS 120x120x8. Foi tido em conta que a diferença geométrica destes perfis é pouco visível a olho nu tornando-os agradáveis numa perspectiva arquitectónica.

5.1.4. Verificação da segurança

Foram alterados os perfis para os identificados no ponto anterior, que formam um total de 10 secções diferentes. Os resultados obtidos são ilustrados na *Figura 60*.

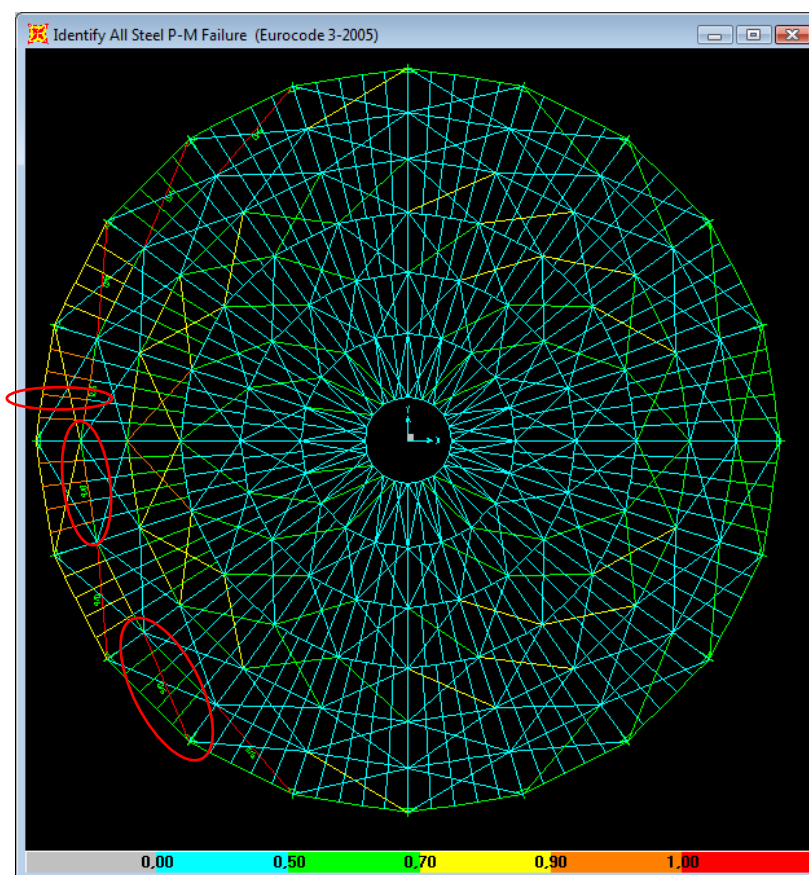


Figura 60 - Rácios máximos obtidos na terceira iteração e elementos verificados “manualmente”.

¹¹ De referir que, durante o dimensionamento, o SAP2000 não seleccionou nenhuma das secções anteriores a estas por se tratarem de secções classe 4. Os cálculos para estas barras teriam que ser feitos usando outros métodos.

Tabela 57 – Rácios obtidos nas madres.

Madres	Secção Adoptada	Rácio
1-2	2L 100x75x12/0	0,935
2-3	2L 100x75x12/0	0,451
3-4	2L 80x60x8/0	0,593
4-5	2L 80x60x8/0	0,498
5-6	2L 80x60x8/0	0,332
6-7	2L 80x60x8/0	0,253

Tabela 58 - Rácios obtidos nos contraventamentos.

Contravent.	Secção Adoptada	Rácio
1-2	CHS 159x4	0,927
2-3	CHS 159x4	0,437
3-4	CHS 101,6x3,6	0,924
4-5	CHS 101,6x3,6	0,722
5-6	CHS 101,6x3,6	0,571
6-7	CHS 101,6x3,6	0,593

Tabela 59 - Rácios obtidos nas costelas.

Costelas	Secção Adoptada	Rácio
1-2	SHS 160x160x16	0,227
2-3	SHS 160x160x16	0,204
3-4	SHS 140x140x10	0,290
4-5	SHS 140x140x10	0,208
5-6	SHS 120x120x7,1	0,281
6-7	SHS 120x120x7,1	0,210

Tabela 60 – Rácios obtidos nos anéis.

Anéis	Secção Adoptada	Rácio
1	SHS 160x160x17,5	0,873
2	SHS 160x160x17,5	0,894
3	SHS 140x140x10	0,844
4	SHS 140x140x10	0,426
5	SHS 120x120x7,1	0,387
6	SHS 120x120x7,1	0,242
7	SHS 120x120x7,1	0,408

Todos os rácios são menores que 0,95, o rácio máximo imposto.
Mais uma vez pôde-se confirmar a simetria dos esforços

5.1.5. Comparação de resultados

Para aferir a eficiência dos resultados, foram feitas verificações de segurança detalhadas dos elementos assinalados na figura anterior. Os resultados fornecidos pelo programa SAP2000 são apresentados no *Anexo IV*.

a) Anel SHS 160x160x17,5

i. Dados da secção

$$A = 9,975 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_v = 5,60 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_{yy} = I_{zz} = 3,427 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$W_{pl,y} = W_{pl,z} = 5,357 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_y = i_z = 0,0586$$

$$f_y = 355 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$l_e = l = 7,82 \text{ m}$$

ii. Acções

$$N_{Ed} = -265,346 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 93,177 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = -39,938 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,Ed,m\acute{a}x} = 39,267 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed,m\acute{a}x} = 15,174 \text{ kN}$$

$$T = 0 \text{ kN.m}$$

iii. Classe da secção

Para secções tubulares quadradas:

$$\frac{c}{t} = \frac{160 - 3 \times 17,5}{17,5} = 6,14$$

verifica-se,

$$\frac{c}{t} < 33\varepsilon = 33 \times 0,81 = 26,7$$

logo, a secção é de **classe 1**

iv. Resistência à compressão

$$N_{c,Rd} = Af_y = 9,975 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^3 = 3541,125 \text{ kN} > N_{Ed} = 265,346 \text{ kN}$$

v. Resistência ao esforço transversal

$$V_{c,y,Rd} = V_{c,z,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v(f_y/\sqrt{3})}{\gamma_{M0}} = 5,60 \times 10^{-3} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}} = 1147,772 \text{ kN}$$

$$V_{c,y,Rd} > V_{y,Ed} = 39,267 \text{ kN}$$

$$V_{c,z,Rd} > V_{z,Ed} = 15,174 \text{ kN}$$

vi. Resistência à flexão

$$M_{c,y,Rd} = M_{c,z,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 5,357 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 = 190,174 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} > M_{y,Ed} = 93,177 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,z,Rd} > M_{z,Ed} = -39,938 \text{ kN.m}$$

vii. Resistência à encurvadura em torno de y – y (direcção não contraventada)

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{L_e}{i}}{93,9\epsilon} = \frac{\frac{7,82}{0,0586}}{93,9 \times 0,81} = 1,755$$

$$\alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21 \times (1,755 - 0,2) + 1,755^2] = 2,202$$

$$\chi_y = \frac{1}{2,202 + \sqrt{2,202^2 - 1,755^2}} = 0,283$$

Obtém-se assim,

$$N_{b,y,Rd} = 0,283 \times 3541,125 = 1002,119 \text{ kN} > N_{Ed} = 265,346 \text{ kN}$$

viii. Resistência à interacção V-M

Não é necessário efectuar esta verificação pois $0,5V_{c,Rd} > V_{Ed}$

ix. Resistência à interacção N-M

a. Pela expressão 42 deste trabalho

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$
$$\frac{|-265,346|}{3541,125} + \frac{93,117}{190,174} + \frac{|-39,938|}{190,174} = 0,775 \leq 1,0$$

b. Pela expressão 45 (especifica para secções rectangulares ocas)

$$n = \frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = \frac{265,346}{3541,125} = 0,075$$
$$a_w = a_f = \frac{A - A_v}{A} = \frac{9,975 \times 10^{-3} - 5,60 \times 10^{-3}}{9,975 \times 10^{-3}} = 0,439$$

aplicando a expressão,

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = M_{pl,Rd} \frac{1 - n}{1 - 0,5a_w} \quad \text{mas} \quad M_{N,y,Rd} \text{ e } M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,Rd}$$

como

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 190,174 \frac{1 - 0,075}{1 - 0,5 \times 0,439} = 313,363 \frac{kN}{m} > M_{pl,Rd} = 190,174 kN.m$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{N,z,Rd} = 190,174 kN.m$$

e

$$M_{N,y,Rd} = 190,174 \frac{kN}{m} > M_{y,Ed} = 93,177 kN.m$$

$$M_{N,z,Rd} = 190,174 \frac{kN}{m} > M_{z,Ed} = -39,938 kN.m$$

x. Resistência à flexão composta com encurvadura

Apesar do elemento estar contraventado na direcção z, admite-se conservativamente,

$$\chi_y = \chi_z = 0,283$$

e, sendo a secção quadrada (não susceptível de encurvar lateralmente),

$$\chi_{LT} = 1,0$$

Pelo método 2 (Anexo B) do EC3, sendo este membro não susceptível de sofrer deformações de torção, obtém-se,

$$C_{my} = 0,95 \text{ e } C_{mz} = 0,95$$

como $\bar{\lambda}_y > 1$,

$$k_{yy} = k_{zz} = 1 + 0,8 \frac{265,346}{0,283 \times 3541,125} = 1,151$$

$$k_{zy} = k_{yz} = 0,6 \times 1,151 = 0,691$$

logo têm-se,

$$\frac{265,346}{0,283 \times 3541,125} + 1,151 \frac{93,177}{1,0 \times 190,174} + 0,691 \frac{39,938}{190,174} = 0,974 \leq 1,0$$

$$\frac{265,346}{0,283 \times 3541,125} + 0,691 \frac{93,177}{1,0 \times 190,174} + 1,151 \frac{39,938}{190,174} = 0,845 \leq 1,0$$

xi. Conclusões

Constata-se que as simplificações conservativas feitas usualmente nos cálculos acabam por ser mais conservativas do que as feitas pelo SAP2000. Enquanto o programa devolve um valor de 0,894 o rácio máximo calculado manualmente é igual a 0,974, apresentando uma diferença de 8,95%.

b) Contraventamento CHS 168x4

i. Dados da secção

$$A = 2,065 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_v = 1,010 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_{yy} = I_{zz} = 6,971 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$W_{pl,y} = W_{pl,z} = 1,080 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$i_y = i_z = 0,0581$$

$$f_y = 355 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$l_e = l = 10,6 \text{ m}$$

ii. Acções

$$N_{Ed,1/2v\tilde{a}o} = -96,600 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 2,844 \text{ kN.m} \quad (\text{devido apenas ao peso próprio})$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed,m\acute{a}x} = -1,074 \text{ kN}$$

$$T = 0 \text{ kN.m}$$

iii. Classe da secção

Para secções tubulares circulares:

$$\frac{d}{t} = \frac{168}{4} = 42$$

verifica-se,

$$\frac{d}{t} > 50\varepsilon^2 = 50 \times 0,66 = 33$$

$$\frac{d}{t} < 70\varepsilon^2 = 70 \times 0,81 = 46,2$$

logo, a secção é de **classe 2**

iv. Resistência à compressão

$$N_{c,Rd} = Af_y = 2,065 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^3 = 733,025 \text{ kN} > N_{Ed} = 96,6 \text{ kN}$$

v. Resistência à flexão

$$M_{c,y,Rd} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,080 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 = 38,34 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} > M_{y,Ed} = 2,844 \text{ kN.m}$$

vi. Resistência à encurvadura em torno de y – y

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{L_e}{i}}{93,9\epsilon} = \frac{\frac{10,6}{0,0581}}{93,9 \times 0,81} = 2,399$$

$$\alpha = 0,21$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21 \times (2,399 - 0,2) + 2,399^2] = 3,608$$

$$\chi_y = \frac{1}{3,608 + \sqrt{3,608^2 - 2,399^2}} = 0,159$$

Obtém-se,

$$N_{b,y,Rd} = 0,159 \times 733,025 = 116,312 \text{ kN} > N_{Ed} = 96,60 \text{ kN}$$

vii. Resistência à flexão composta com encurvadura

$$\chi_y = \chi_z = 0,159$$

$$\chi_{LT} = 1,0$$

Pelo método 2 (Anexo B) do EC3, sendo este membro não susceptível de deformar por torção, obtém-se,

$$C_{my} = 0,95 \text{ e } C_{mz} = 0,95$$

como $\bar{\lambda}_y > 1$,

$$k_{yy} = k_{zz} = 1 + 0,8 \frac{96,60}{0,159 \times 733,025} = 1,581$$

$$k_{zy} = k_{yz} = 0,6 \times 1,151 = 0,949$$

têm-se,

$$\frac{96,60}{0,159 \times 733,025} + 1,581 \frac{2,844}{1,0 \times 38,34} = 0,948 \leq 1,0$$

$$\frac{96,60}{0,159 \times 733,025} + 0,949 \frac{2,844}{1,0 \times 38,34} = 0,901 \leq 1,0$$

viii. Conclusões

Mais uma vez os cálculos considerando as simplificações anunciadas no EC3, são mais conservativos do que os considerados pelo SAP2000. A diferença entre rácios máximos obtidos através dos dois métodos é de 2,5%.

c) **Madre 2L100x75x12/0**

i. **Dados da secção**

$$A = 3,933 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{v,y} = 1,494 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$A_{v,z} = 2,400 \times 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$I_T = 1,878 \times 10^{-7}$$

$$I_{yy} = 3,777 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$I_{zz} = 3,425 \times 10^{-6} \text{ m}^4$$

$$W_{pl,y} = 1,027 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$W_{pl,z} = 7,987 \times 10^{-5} \text{ m}^3$$

$$i_y = 0,031$$

$$i_z = 0,0295$$

$$f_y = 355 \times 10^3 \text{ kPa}$$

$$l_e = l = 6,24 \text{ m}$$

ii. **Acções**

$$N_{Ed,máx} = -3,221 \text{ kN}$$

$$M_{y,Ed} = 18,58 \text{ kN.m}$$

$$M_{z,Ed} = 0 \text{ kN.m}$$

$$V_{y,Ed} = 0 \text{ kN}$$

$$V_{z,Ed} = 12,235 \text{ kN}$$

$$T = 0 \text{ kN.m}$$

$$y_G = 26,515 \text{ mm}$$

iii. **Classe da secção**

Segundo a *Tabela 2* para banzos em consola comprimidos, a secção será de classe 1 se:

$$\frac{c}{t} = \frac{b - t - r}{t} \leq 9\varepsilon$$

Verifica-se então que, para o banzo:

$$\frac{c}{t} = \frac{75 - 12 - 12}{12} = 4,25 \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

Para a alma:

$$\frac{c}{t} = \frac{100 - 12 - 12}{12} = 6,33 \leq 9\varepsilon = 9 \times 0,81 = 7,29$$

logo, a secção é de **classe 1**.

Nota-se um sobredimensionamento no caso o SAP2000 que considera esta secção de classe 3.

iv. **Resistência à compressão**

$$N_{c,Rd} = Af_y = 3,933 \times 10^{-3} \times 355 \times 10^3 = 1396,215 \text{ kN} > N_{Ed} = 3,221 \text{ kN}$$

v. **Resistência ao esforço transversal**

$$V_{c,z,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_{v,z} \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{M0}} = 2,40 \times 10^{-3} \times \frac{355 \times 10^3}{\sqrt{3}} = 491,902 \text{ kN}$$

$$V_{c,z,Rd} > V_{z,Ed} = 12,235 \text{ kN}$$

vi. **Resistência à flexão**

$$M_{c,y,Rd} = W_{pl,y} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1,027 \times 10^{-4} \times 355 \times 10^3 = 36,459 \text{ kN.m}$$

$$M_{c,y,Rd} > M_{y,Ed} = 18,58 \text{ kN.m}$$

vii. Resistência à encurvadura em torno de y – y

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{L_e}{i}}{93,9\epsilon} = \frac{\frac{6,24}{0,0310}}{93,9 \times 0,81} = 2,647$$

$$\alpha = 0,48$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21 \times (1,755 - 0,2) + 1,755^2] = 4,589$$

$$\chi_y = \frac{1}{4,589 + \sqrt{4,589^2 - 2,647^2}} = 0,120$$

Obtém-se assim,

$$N_{b,y,Rd} = 0,120 \times 1396,215 = 167,446 \text{ kN} > N_{Ed} = 3,221 \text{ kN}$$

Verifica-se aqui uma diferença do valor obtido pelo SAP2000. O programa considerou o factor de redução χ_y igual a 1, já que $\frac{N_{Ed}}{N_{cr}} < 0,04$

viii. Resistência à encurvadura em torno de z – z

$$\bar{\lambda} = \frac{\frac{L_e}{i}}{93,9\epsilon} = \frac{\frac{6,24}{0,0295}}{93,9 \times 0,81} = 2,781$$

$$\alpha = 0,48$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21 \times (1,755 - 0,2) + 1,755^2] = 4,987$$

$$\chi_z = \frac{1}{4,806 + \sqrt{4,806^2 - 2,781^2}} = 0,110$$

Obtém-se assim,

$$N_{b,z,Rd} = 0,110 \times 1396,215 = 152,998 \text{ kN} > N_{Ed} = 3,221 \text{ kN}$$

ix. Resistência à interacção V-M

Não é necessário efectuar esta verificação pois $0,5V_{c,Rd} > V_{Ed}$

x. Resistência à interacção N-M

Pela expressão 42 deste trabalho

$$\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} + \frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \leq 1,0$$

$$\frac{|-3,221|}{1396,215} + \frac{18,58}{36,459} = 0,512 \leq 1,0$$

De qualquer forma, a interacção com o esforço axial pode ser desprezada já que $\frac{N_{Ed}}{N_{Rd}} = 0,2\%$

xi. Resistência à encurvadura lateral

Recorrendo-se a [27], definiu-se:

$$C_1 = 1,12$$

$$C_2 = 0,45$$

$$C_3 = 0,525$$

$$k_z = k_w = 1,0$$

$$I_w = 0$$

$$z_j = -47 \text{ mm}$$

e

$$z_g = -14,515 - (-20,515) = -6 \text{ mm}$$

Utilizando o método geral para calcular M_{cr} , através da expressão 37:

$$M_{cr} = 1,12 \frac{\pi^2 \times 210000000 \times 3,425 \times 10^{-6}}{(1 \times 6,24)^2} \left\{ \left[\left(\frac{1}{1} \right)^2 \frac{0}{3,425 \times 10^{-6}} + \frac{(1 \times 6,24)^2 81000000 \times 1,878 \times 10^{-7}}{\pi^2 \times 210000000 \times 3,425 \times 10^{-6}} \right. \right. \\ \left. \left. + (0,45 \times 0,006 - 0,525 \times (-0,047))^2 \right]^{0,5} - (0,45 \times 0,006 - 0,525 \times (-0,047)) \right\}$$

$$M_{cr} = 53,67 \text{ kN.m}$$

e,

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{W_y f_y}{M_{cr}}} = 0,824$$

$$\alpha = 0,76$$

$$\phi = 0,5[1 + 0,21 \times (0,824 - 0,2) + 0,824^2] = 1,077$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{1,077 + \sqrt{1,077^2 - 0,824^2}} = 0,565$$

Obtém-se assim,

$$M_{b,Rd} = 0,565 \times 1,027 \times 10^{-4} \times \frac{355 \times 10^3}{1,0} = 20,599 \text{ kN.m} > M_{Ed} = 18,58 \text{ kN.m}$$

Logo, verifica a segurança. No entanto, o SAP2000 não efectuou esta verificação.

ix. Resistência à flexão composta com encurvadura

$$\chi_y = 0,120$$

$$\chi_z = 0,110$$

$$\chi_{LT} = 0,565$$

Pelo método 2 (Anexo B) do EC3, sendo este membro susceptível de deformar por torção, obtém-se:

$$C_{my} = 0,95, C_{mz} = 0,95 \text{ e } C_{LT} = 0,95$$

como $\bar{\lambda}_y > 1$,

$$k_{yy} = 1 + 0,8 \frac{3,221}{0,120 \times 1396,215} = 0,965$$

$$k_{zz} = 1 + 1,4 \frac{3,221}{0,110 \times 1396,215} = 0,978$$

$$k_{yz} = 0,6 \times 0,978 = 0,587$$

$$k_{zy} = 1 - \frac{0,1}{0,95 - 0,25} \times \frac{3,221}{0,110 \times 1396,215} = 1,0$$

têm-se,

$$\frac{3,221}{0,120 \times 1396,215} + 0,965 \frac{18,58}{1,0 \times 36,459} = 0,889 \leq 1,0$$

$$\frac{3,221}{0,110 \times 1396,215} + 1,0 \frac{2,844}{1,0 \times 36,459} = 0,923 \leq 1,0$$

x. Conclusões

No caso das madres interessa salientar que, em primeiro lugar, o SAP2000 adopta a secção como sendo de classe 3 enquanto no cálculo manual se verifica que a secção é de classe 1. Isto acontece pelo facto do SAP não subtrair ao comprimento dos banzos, a espessura do banzo normal e o raio da dobra dos "L's", como foi feito na verificação. Outra questão prende-se com a verificação à encurvadura lateral. Esta verificação, assim como o cálculo de χ_{LT} , revelou-se

essencial já que a margem de segurança é pequena. O SAP2000 não efectuou esta verificação, o que se pode observar pelos valores mostrados no *Anexo IV*. O SAP2000 considera também o valor obtido pela *expressão 42*, mais gravoso que o obtido pela *expressão 47*, a qual foi mais preponderante nos cálculos anteriores.

No entanto, o SAP apresentou, mesmo assim, valores mais conservativos com os rácios de segurança a variar na ordem dos 13%.

5.2.Verificação da segurança aos Estados Limite de Utilização

Tratando-se de uma estrutura metálica o Estado Limite de Deformação foi verificado para a combinação rara de acções [7].

Deformação vertical máxima negativa = $0,006\text{m} < L/250 = 60,00/250 = 0,24\text{m}$

Deformação vertical máxima positiva = $0,045\text{m} < L/250 = 0,24\text{m}$

Assim, conclui-se que se verifica a segurança aos estados limite de utilização.

6. CONCLUSÕES

6.1. Recapitulação

Este trabalho abordou, de uma forma geral, os vários sistemas estruturais adoptados no projecto de cúpulas metálicas. Foi dada preferência ao sistema Schwedler dado ser um sistema usado em grandes cúpulas e para o qual se têm desenvolvido adaptações interessantes.

O trabalho pode ser dividido em duas partes, a primeira dela relativa à análise e comparação de vários modelos em que se alteraram as ligações anéis/costelas, tipo de contraventamento e tipo de apoios, e a segunda relativa ao dimensionamento, verificação de segurança e optimização dos perfis da cúpula escolhida com base na análise prévia.

A influência das ligações, tipo de contraventamentos e apoios foi estudada através dos efeitos correspondentes nos deslocamentos verticais e na distribuição de esforços internos. Para tal foi utilizado o programa de cálculo automático SAP2000 e os resultados comparados entre si.

6.2. Cúpulas metálicas

Conclui-se que a construção metálica é uma indústria em ascensão já que assenta numa política de reciclagem e sustentabilidade que se adequa à actualidade. Para além destas vantagens tornou-se bastante competitiva em termos de prazo de construção e, por vezes, até em termos de custo, face às construções em betão armado. Estes factores associados à eficiência estrutural da cúpula, que utiliza menos material, é mais leve e resistente que outros tipos de estruturas, permitem uma grande economia de custos.

No que diz respeito ao aquecimento e ventilação, o facto das cúpulas terem uma área de superfície no mínimo 30% menor do que os edifícios convencionais, leva a uma economia de energia de cerca de 30% em relação a uma construção rectilínea [37]. Outras vantagens como economia de espaço e bom comportamento acústico fazem das cúpulas estrutura com muito bom desempenho face às exigências actuais.

6.3. Influência das ligações

Sabe-se que as ligações são objecto de estudos em estruturas metálicas há muito tempo devido à influência que têm no custo, na montagem e no comportamento da estrutura.

No entanto, neste trabalho apenas se simularam os casos em que as ligações anéis/costelas são rotuladas ou rígidas, tendo em conta que o comportamento de uma ligação flexível estará entre estes dois casos.

Pôde-se constatar que, quanto mais rígido o contraventamento, menor a influência que as ligações têm no comportamento da estrutura. No geral, a mudança de ligações articuladas para ligações rígidas faz com que o esforço axial diminua nas costelas e anéis, e com que o momento flector aumente nos mesmos elementos. Admitindo-se que o momento flector é mais gravoso em elementos esbeltos, as ligações rotuladas mostraram-se mais adequadas já que (i) a diferença nos deslocamentos verticais da estrutura foi pequena nos dois casos de carregamento estudados e (ii) as ligações rígidas encarecem a obra na medida em que são mais morosas e difíceis de executar.

6.4. Influência dos contraventamentos

Os contraventamentos do sistema estrutural escolhido podem ser executados com barras rígidas, que trabalham sob tracção e compressão, ou com barras flexíveis, que resistem apenas à tracção. Podem também, dependendo das dimensões da estrutura, do detalhe das ligações e das cargas atribuídas, ser projectadas sem contraventamentos.

Através da análise dos resultados pôde-se concluir que a utilização de contraventamentos rígidos torna a estrutura menos sensível à influência da rigidez das ligações e que a utilização de contraventamentos flexíveis leva a um aumento de esforços nos anéis e costelas, aumentando também a sua secção de dimensionamento. No entanto, após o dimensionamento dos perfis dos contraventamentos, observou-se que seria melhor solução (i) interligá-los de modo a reduzir o seu comprimento de encurvadura ou (ii) utilizar contraventamentos flexíveis o que levaria a uma grande economia de material no que toca aos contraventamentos. Apesar da distribuição de esforços aumentar quando se utilizam contraventamentos rígidos, o seu incremento é pequeno, podendo compensar utilizar os contraventamentos rígidos.

De modo a minimizar o material também poderiam ser retirados os contraventamentos entre os anéis superiores já que absorvem poucos esforços e não iriam provocar alterações significativas.

6.5. Sobre os apoios

Foram estudados vários tipos de apoio com o objectivo de cobrir os apoios utilizados na construção metálicas hoje em dia. Foi estudado o modelo encastrado, o simples e o deslizante. Os dois primeiros são os mais comuns em cúpulas que assentem directamente na fundação. O apoio deslizante torna-se uma alternativa para fundações pobres, i. e. com pouca capacidade resistente, ou para, com a atribuição de restrições com molas, simular o comportamento de cúpulas assentes em pilares.

Observou-se que os momentos não absorvidos pelos apoios simples são redistribuídos maioritariamente por esforço axial (aumento de compressão), nas barras das costelas e nas barras do segundo nível de anéis. Os momentos internos gerados nas barras deste modelo são menores dos gerados no modelo com apoios encastrados.

Tendo isto em conta, conclui-se que o uso de apoios simples apresenta vantagem neste caso, já que implicaria apoios menos robustos, de fácil execução e, por isso, menos onerosos que os encastrados.

6.6. Dimensionamento

Foi feita a verificação de segurança no programa de cálculo automático SAP2000 na qual é de salientar a rapidez, eficácia e facilidade de visualização dos resultados. Observou-se que as simplificações de cálculo adoptadas pelo programa são na sua maioria conservativas, estando bem explícito no seu manual quais são não conservativas e em que situações.

O SAP2000 contém também um comando ("Auto Selection List") que permite ao utilizador atribuir a um elemento frame várias secções de entre as quais, durante o dimensionamento, é adoptada automaticamente a menos robusta que verifica o dimensionamento, permitindo posteriormente alterar esse elemento ou não. Isto permite ter uma ideia da secção a escolher

quando se quer otimizar uma estrutura mas, acima de tudo, destaca-se a relação eficiência tempo que se mostrou muito boa.

Após uma otimização simples da estrutura foram comparados os resultados obtidos pelo SAP2000 e os calculados manualmente tendo em conta as simplificações conservativas habituais no projecto. O resultado foi positivo revelando que os rácios obtidos manualmente são mais conservativos do que os obtidos pelo SAP2000.

No geral, conclui-se que os programas de cálculo automático, após se conhecerem bem as suas limitações no que diz respeito à regulamentação em vigor, constituem uma ferramenta muito poderosa para o dimensionamento de barras estruturais metálicas.

6.7. Sugestões para a continuação do trabalho

Durante o desenvolvimento do trabalho, surgiram ainda alguns tópicos interessantes para estudo, que podem constituir um desenvolvimento deste trabalho.

Apresentam-se de seguida alguns deles:

- i. Estudar algum método ou programa computacional que permita analisar modelos com ligações semi-rígidas e que traduza, mais perto da realidade, a influência das ligações nas estruturas metálicas. Sugere-se o estudo do programa Nascon [38] elaborado em Portugal.
- ii. Estudar o planeamento do processo construtivo e os correspondentes ganhos económicos. Como já mencionado anteriormente, a utilização de secções com dimensões *standard* pode levar a ganhos significativos.
- iii. Estudar os materiais possíveis de aplicar na cobertura e paredes de cúpulas, face à sua utilização pretendida.
- iv. Estudar outros sistemas estruturais utilizados em cúpulas metálicas e comparar com o estudado neste trabalho.
- v. Desenvolver um programa de optimização estrutural para este sistema estrutural e comparar os resultados obtidos com os deste trabalho
- vi. Desenvolver uma equação que simule melhor a evolução do valor de c_{pe} ao longo da superfície de cúpulas, de acordo com o disposto no EC1.
- vii. Explorar a opção que o programa SAP2000 tem para análise com formação de rótulas plásticas e definição das propriedades das mesmas.

ANEXO I – Diagramas de esforços das costelas

São aqui apresentados os diagramas de esforços das barras das costelas correspondentes ao modelo com ligações articuladas, contraventamentos rígidos e apoios encastrados. Nos outros modelos, os diagramas de esforços nas costelas apresentam configurações ligeiramente diferentes mas na sua maioria são semelhantes aos apresentados.

Deve-se ter em conta que o diagrama do momento flector tem uma convenção de sinais oposta à que geralmente se adopta em Portugal.

Na primeira imagem correspondente a cada barra, mostram-se, de cima para baixo, as forças transversais actuantes, o esforço transversal, o momento flector (M_y) e os deslocamentos na barra. A segunda imagem ilustra, de cima para baixo, as forças axiais actuantes, o esforço axial e o momento torsor (desprezável neste caso).

O comando “*Output Stations*”, torna-se importante em termos gráficos, já que permite indicar o número de *outputs*, i.e., o número de pontos dentro duma mesma *frame* onde o programa de cálculo automático apresenta o valor dos esforços. Numa perspectiva simplificativa e para evitar folhas de cálculo muito pesadas, foram utilizadas, por vezes, “*Output Stations*” de 3 pontos o que pode fazer com que alguns diagramas tenham um aspecto gráfico imperfeito, apesar dos valores considerados mais importantes (início, meio e final dos elementos) estarem correctos.

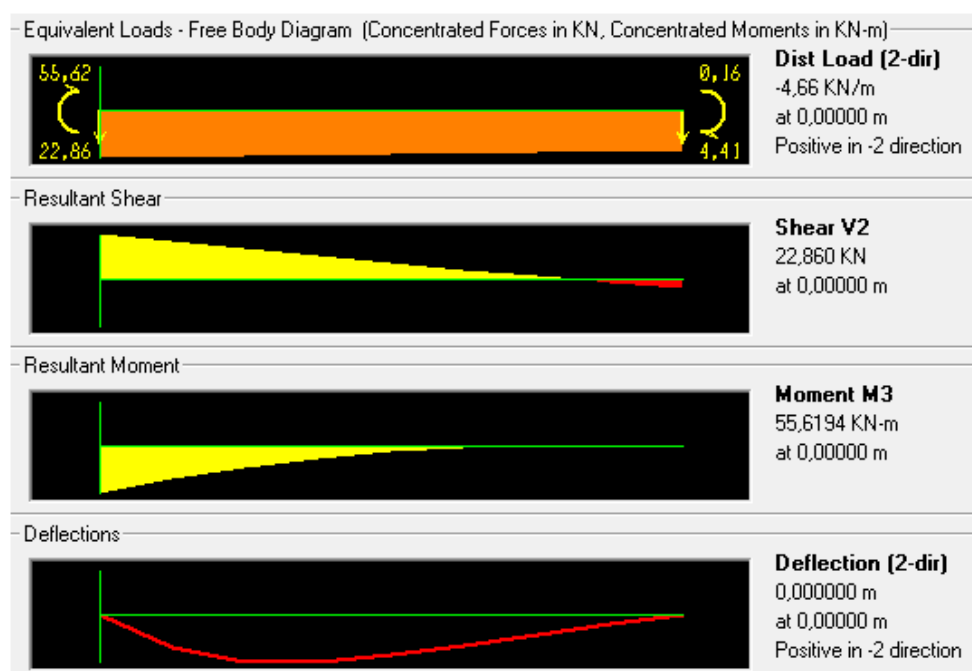


Figura 61 – Diagrama de momento flector da barra 1

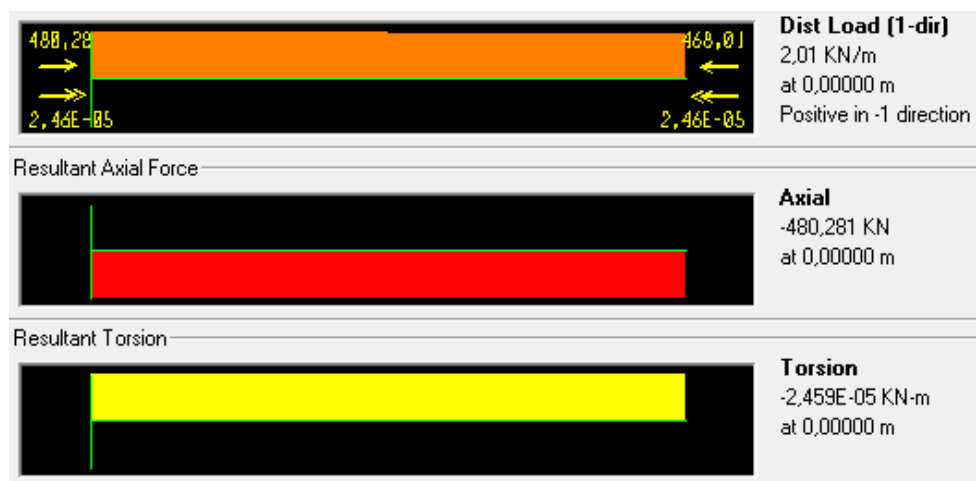


Figura 62 – Diagrama de esforço axial da barra 1

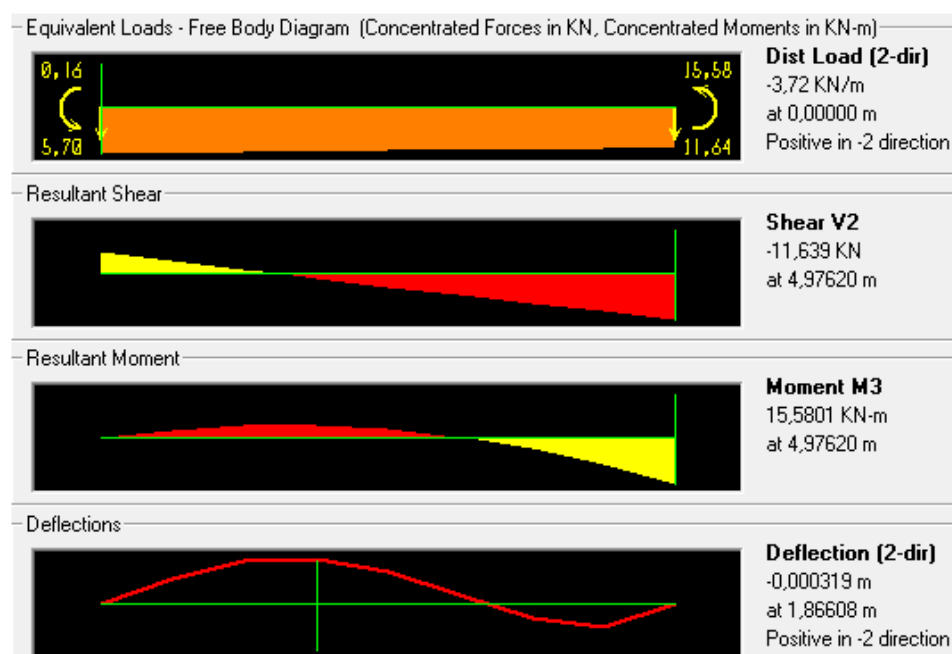


Figura 63 - Diagrama de momento flector da barra 2

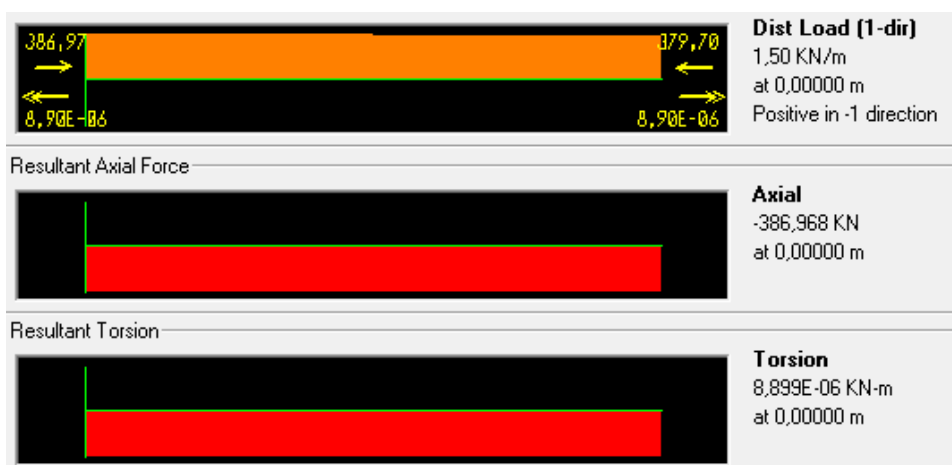


Figura 64 - Diagrama de esforço axial da barra 2

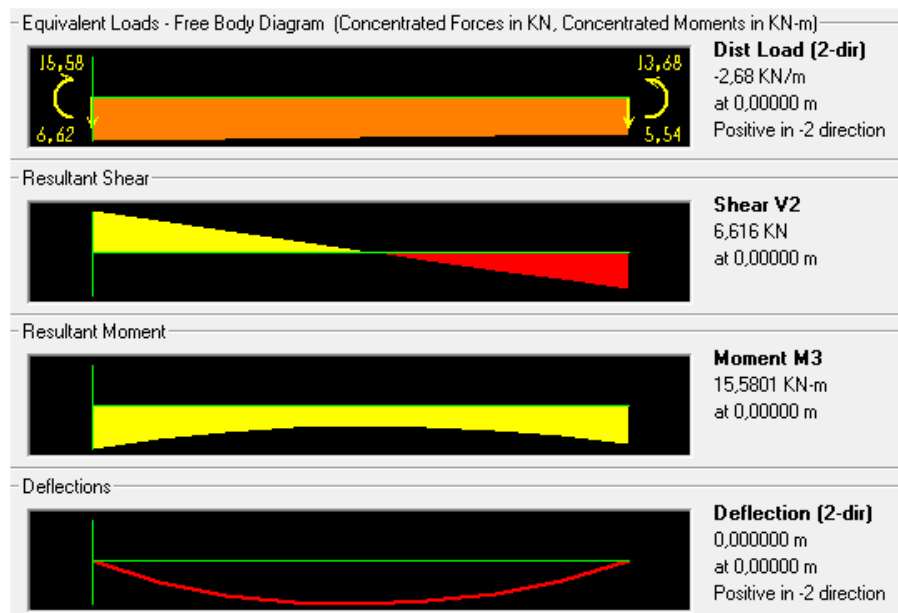


Figura 65 - Diagrama de momento flector da barra 3

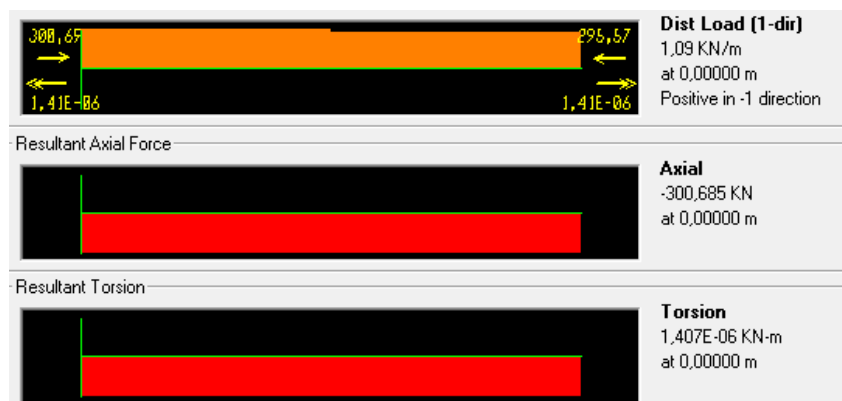


Figura 66 - Diagrama de esforço axial da barra 3

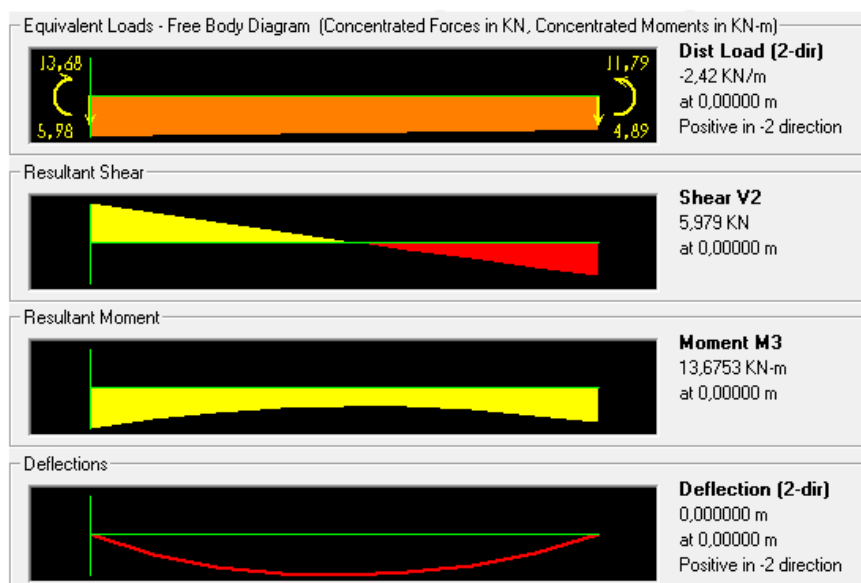


Figura 67 - Diagrama de momento flector da barra 4



Figura 68 - Diagrama de esforço axial da barra 4

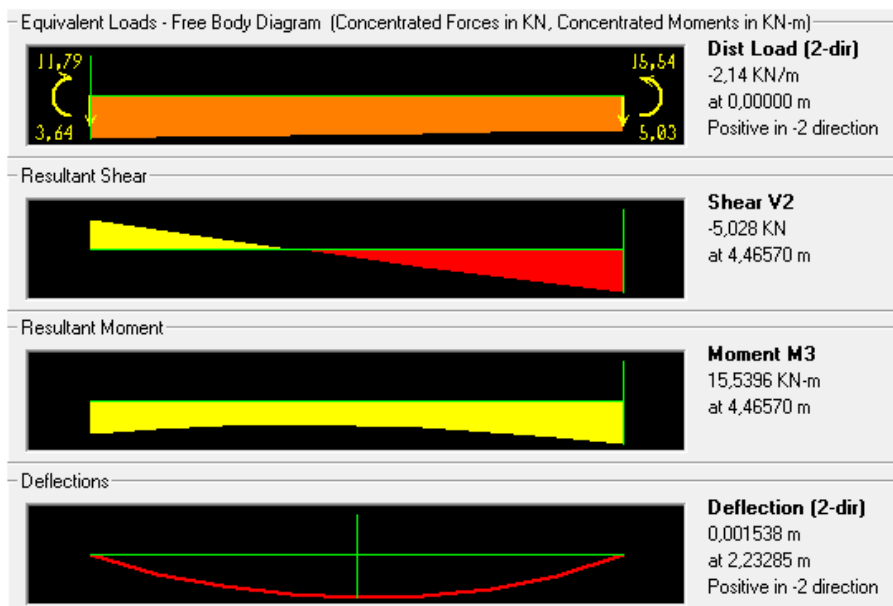


Figura 69 - Diagrama de momento flector da barra 5

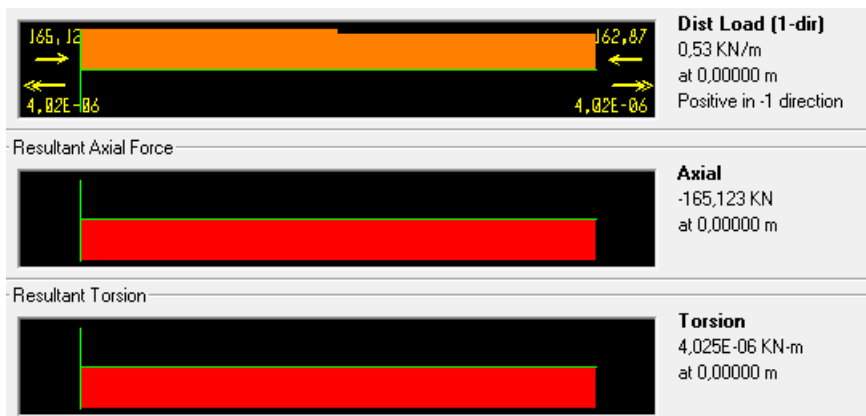


Figura 70 - Diagrama de esforço axial da barra 5

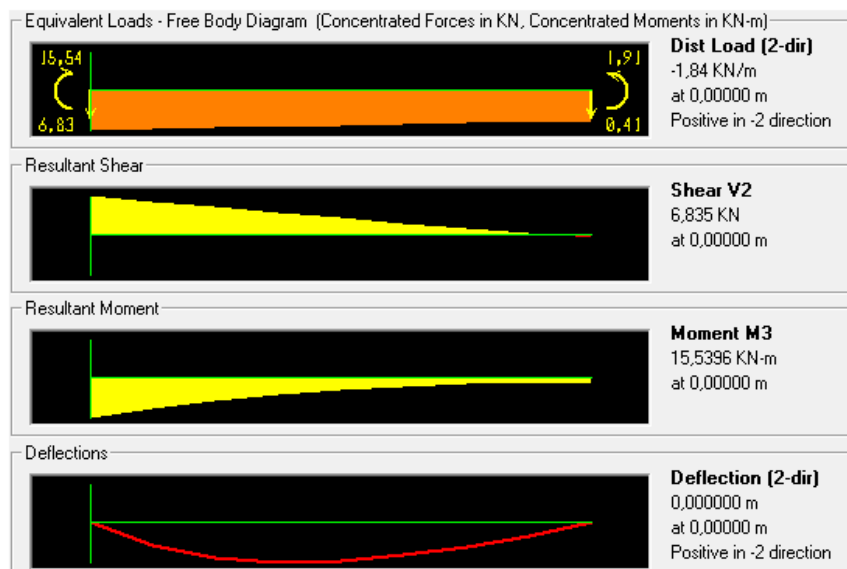


Figura 71 - Diagrama de momento flector da barra 6

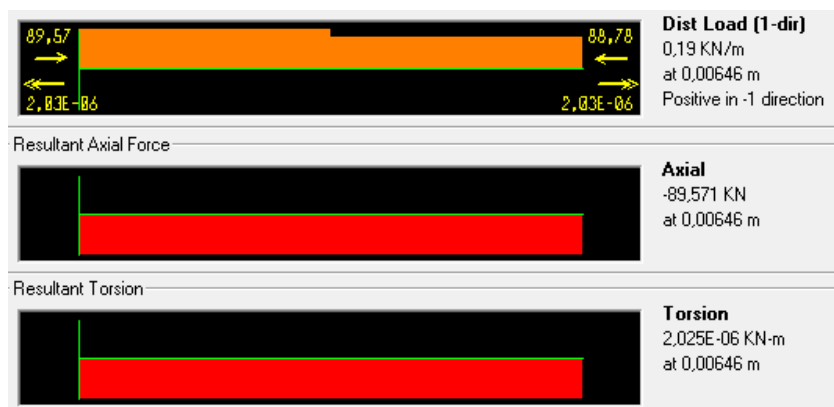


Figura 72 - Diagrama de esforço axial da barra 6

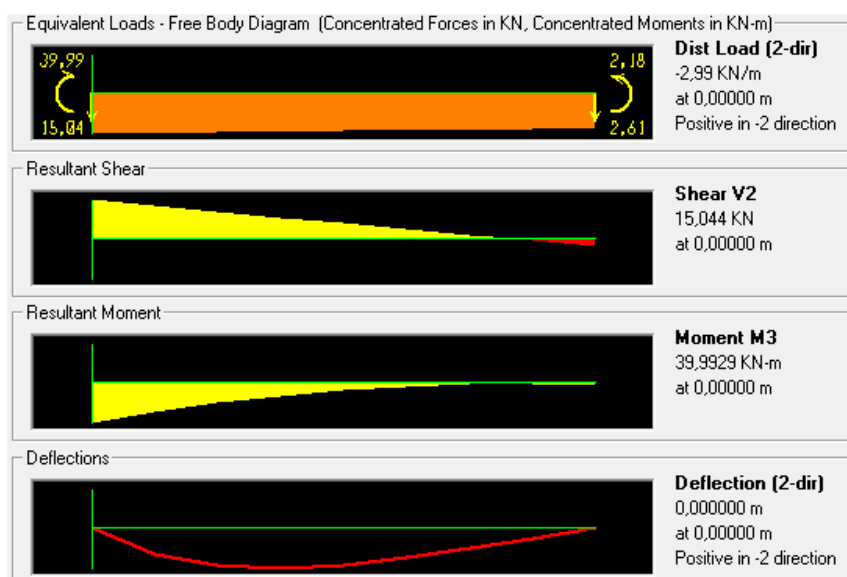


Figura 73 - Diagrama de momento flector da barra 7

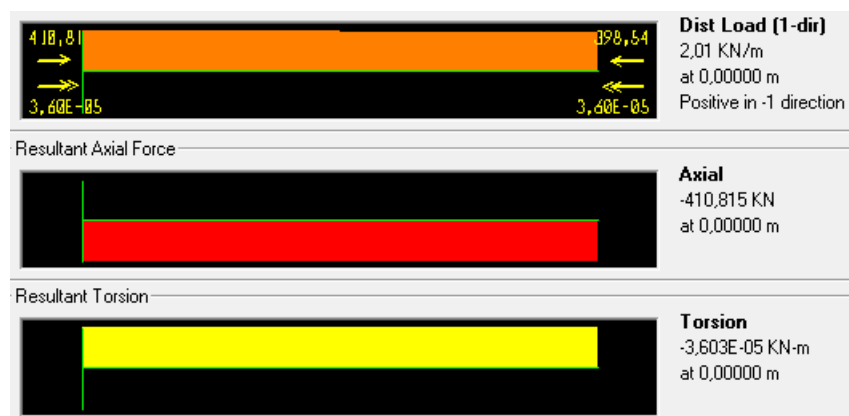


Figura 74 - Diagrama de esforço axial da barra 7

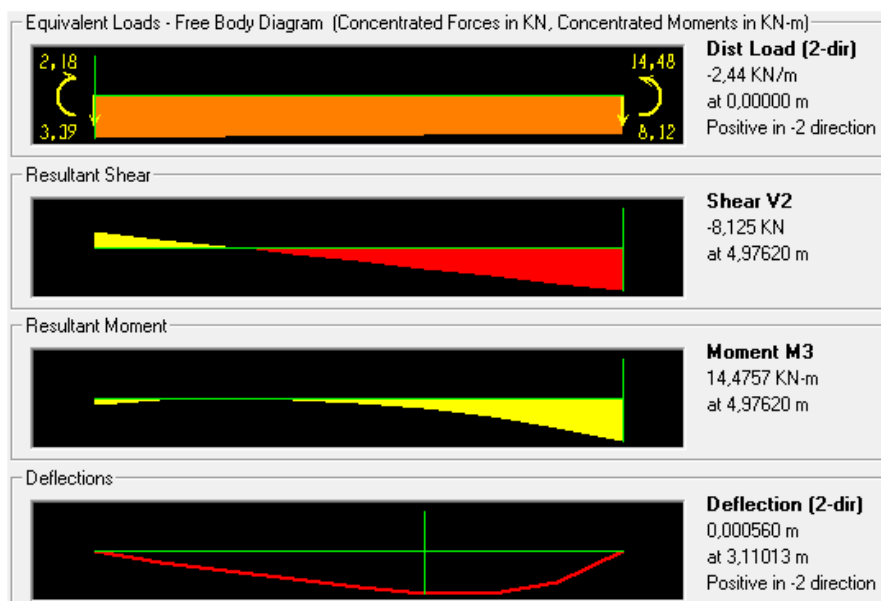


Figura 75 - Diagrama de momento flector da barra 8

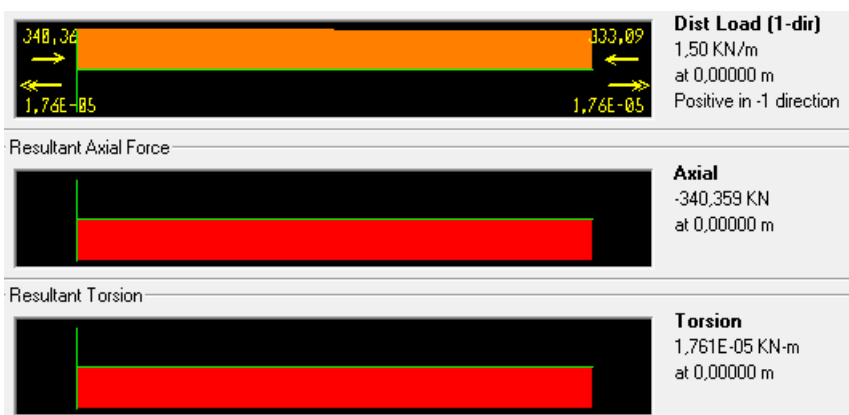


Figura 76 - Diagrama de esforço axial da barra 8

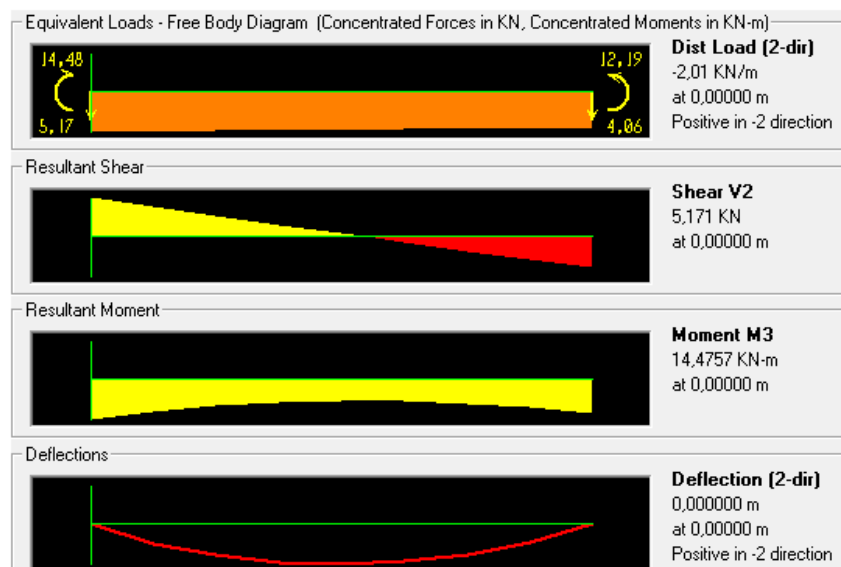


Figura 77 - Diagrama de momento flector da barra 9

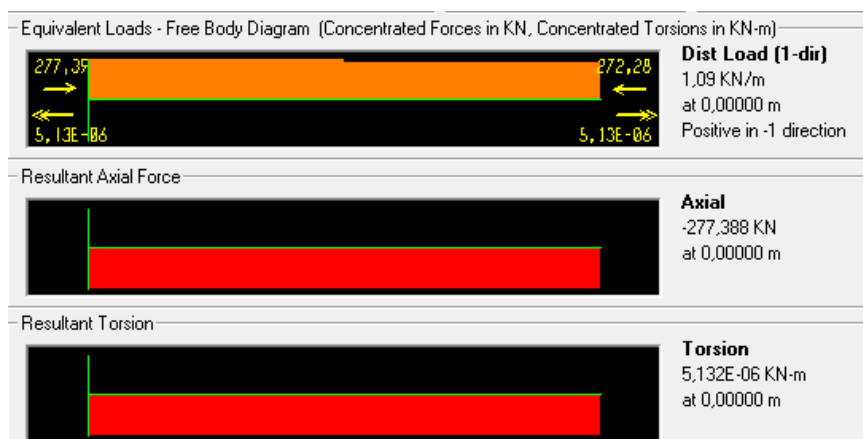


Figura 78 - Diagrama de esforço axial da barra 9

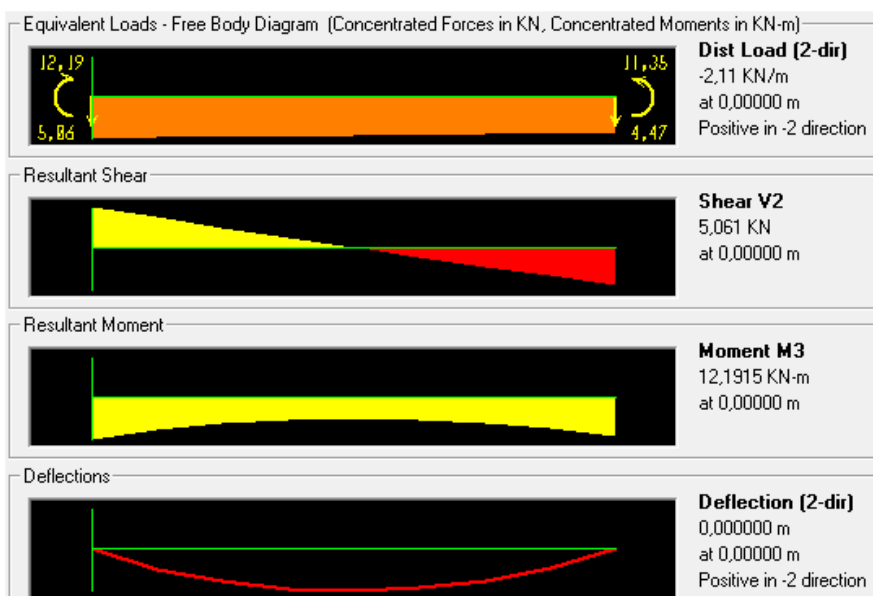


Figura 79 - Diagrama de momento flector da barra 10

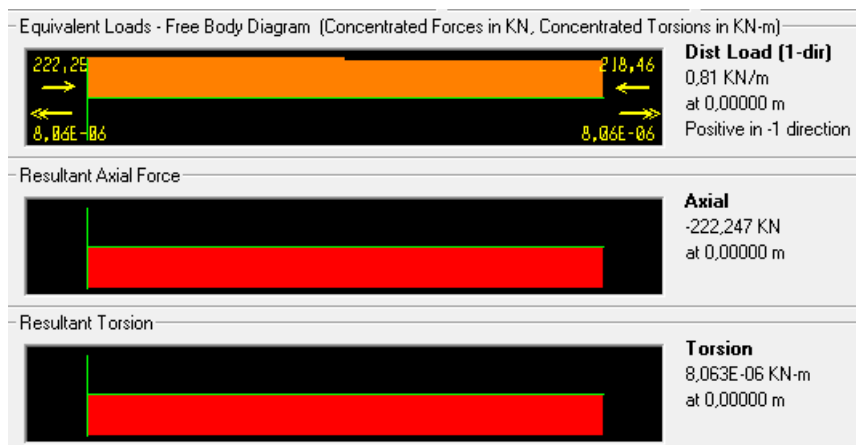


Figura 80 - Diagrama de esforço axial da barra 10

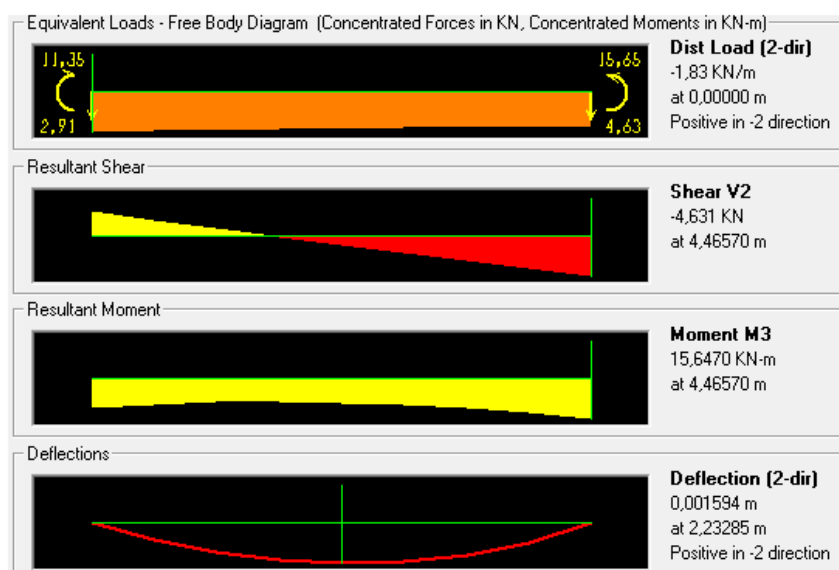


Figura 81 - Diagrama de momento flector da barra 11



Figura 82 - Diagrama de esforço axial da barra 11

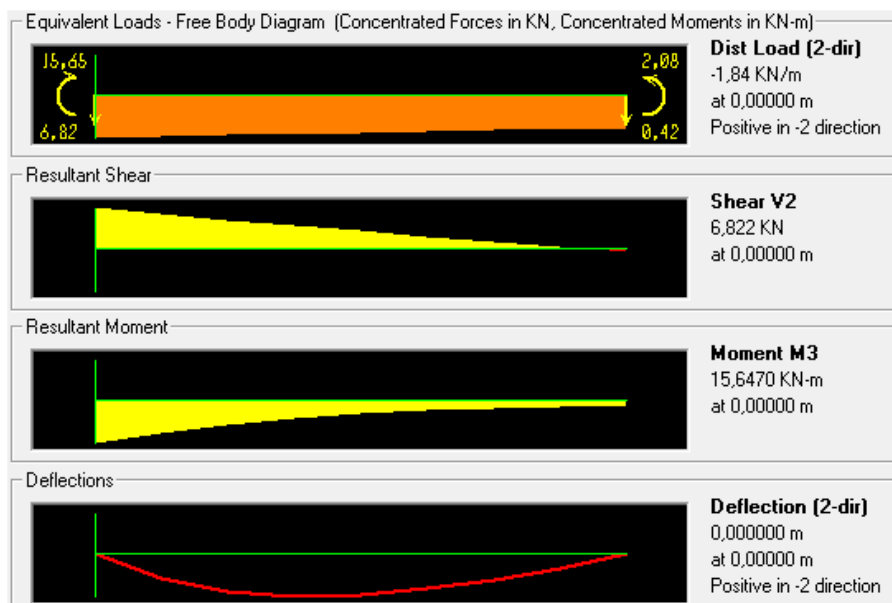


Figura 83 - Diagrama de momento flector da barra 12

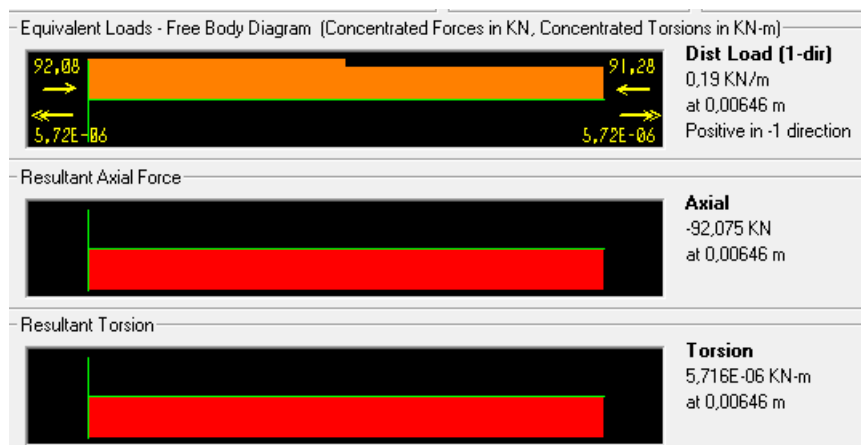


Figura 84 - Diagrama de esforço axial da barra 12

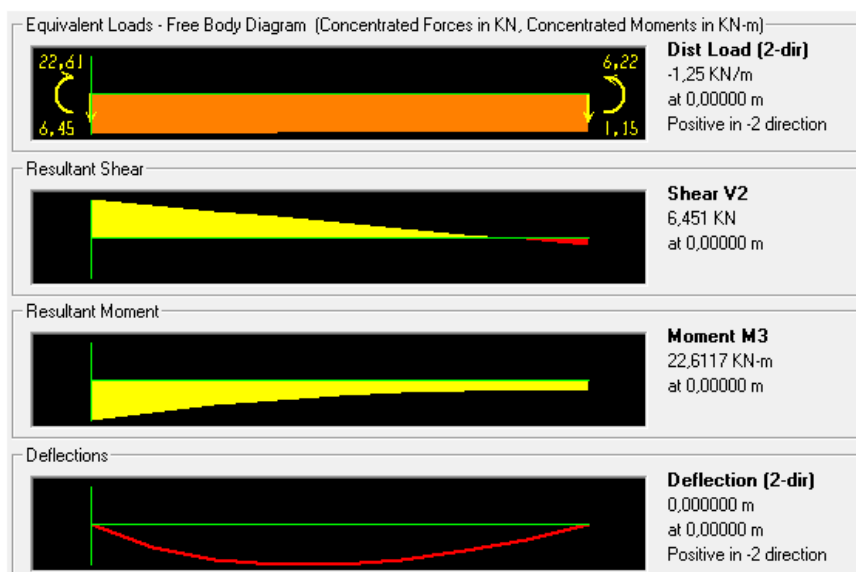


Figura 85 - Diagrama de momento flector da barra 13

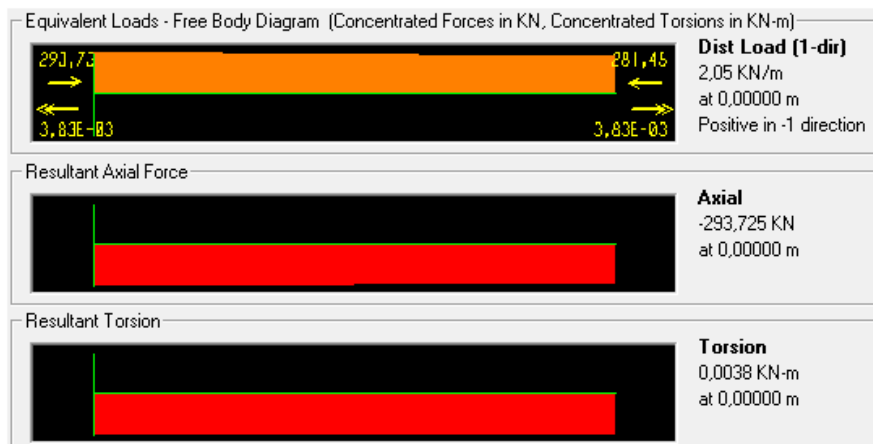


Figura 86 - Diagrama de esforço axial da barra 13

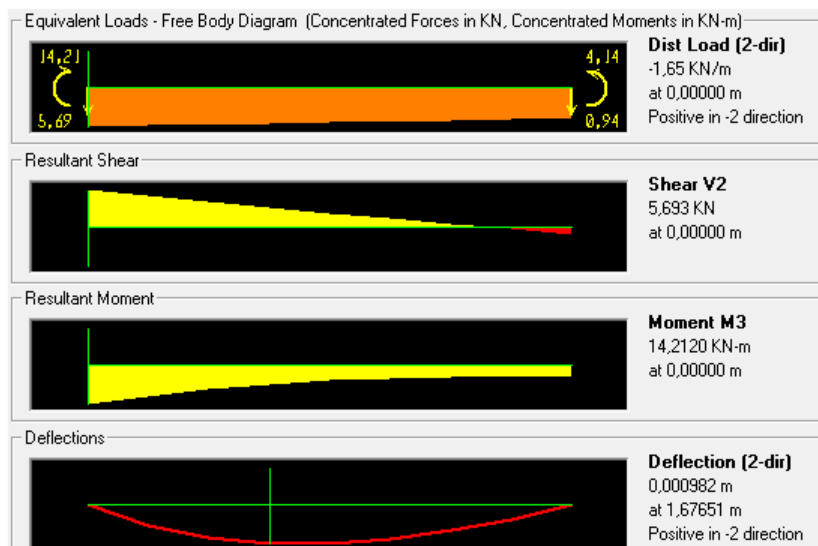


Figura 87 - Diagrama de momento flector da barra 14

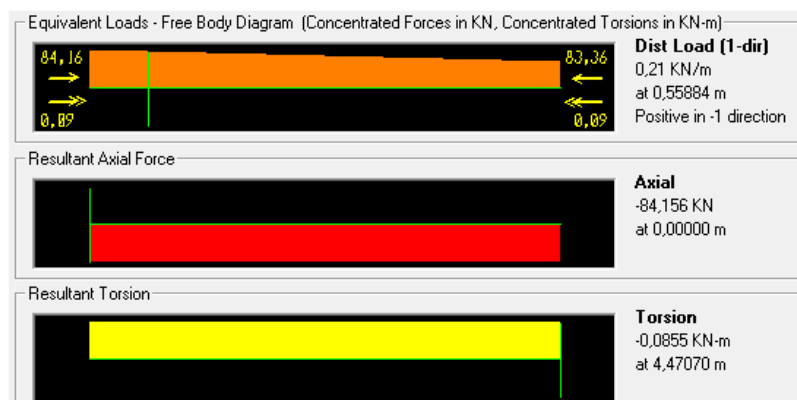


Figura 88 - Diagrama de esforço axial da barra 14

ANEXO II – Esforços num arco

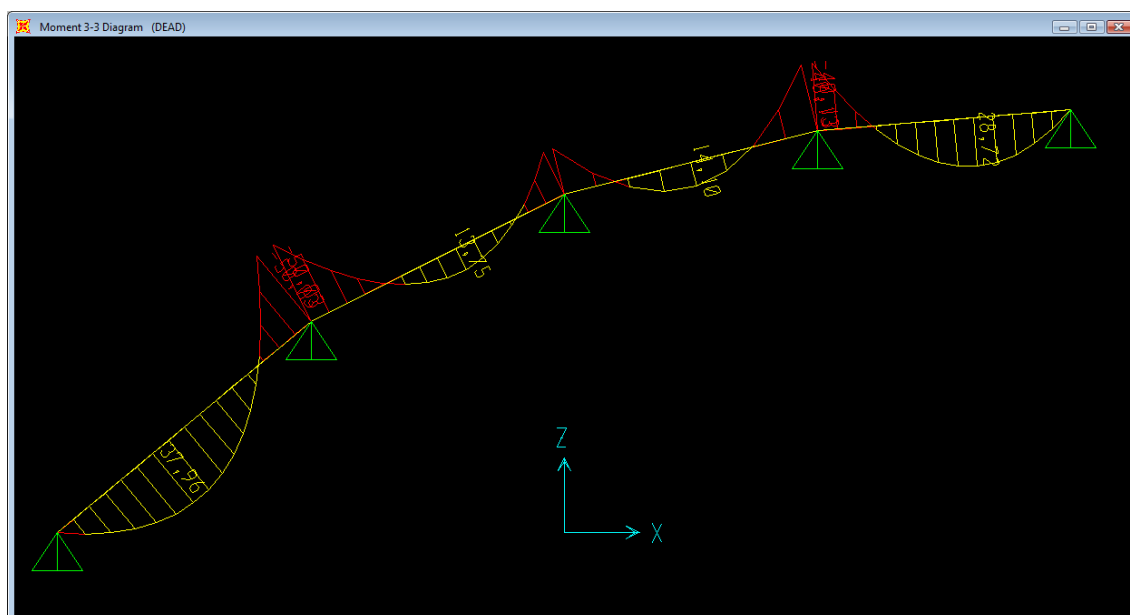


Figura 89 – Diagrama do Momento Flector num arco com apoios simples.

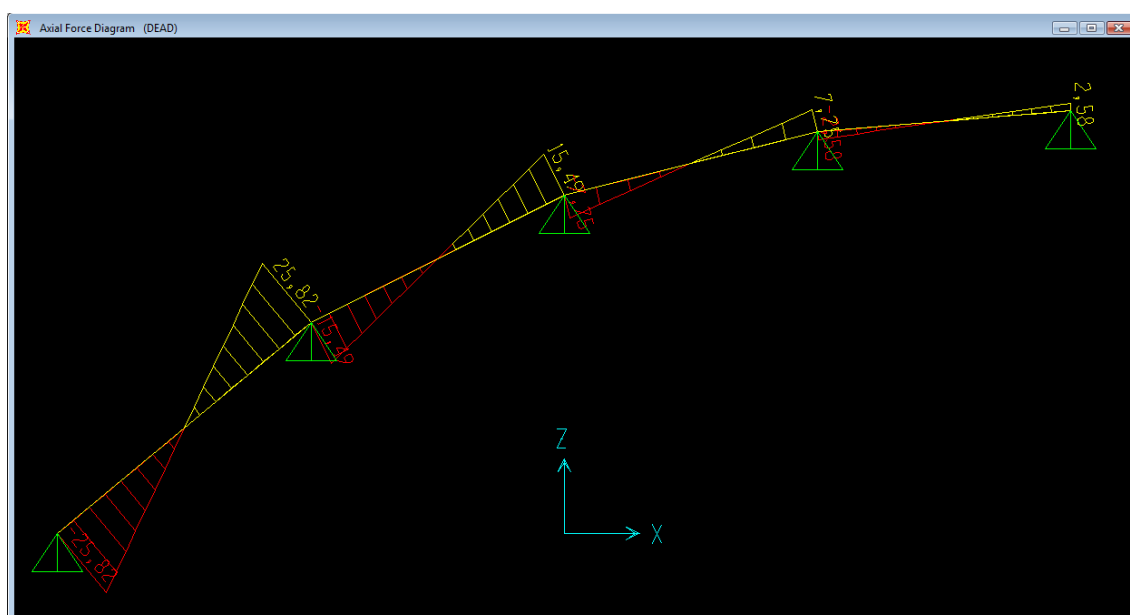


Figura 90 – Diagrama do Esforço Transverso num arco com apoios simples.

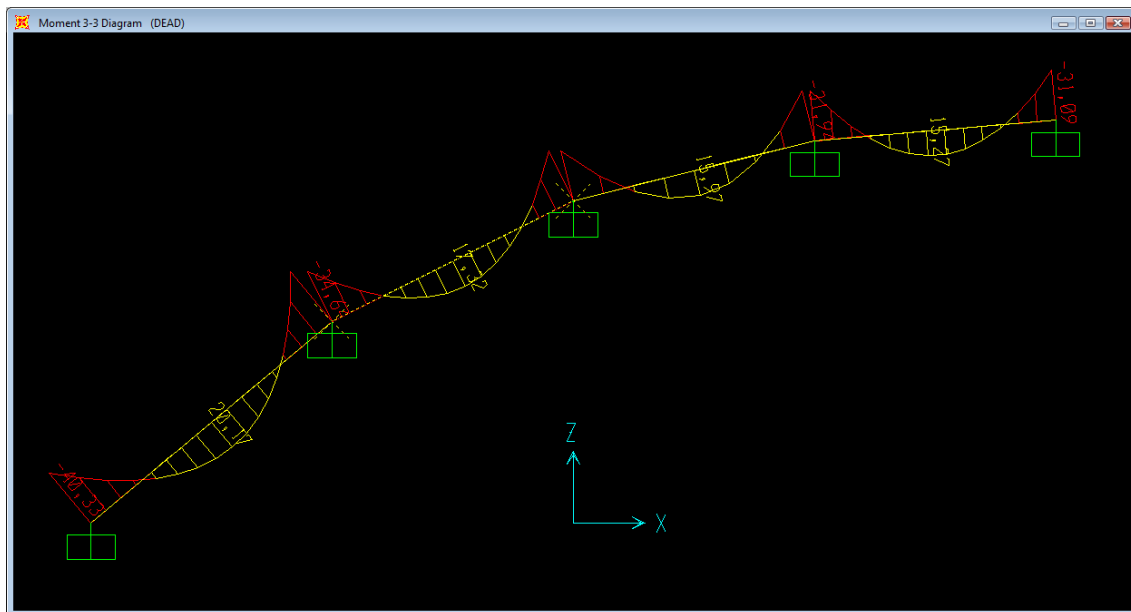


Figura 91 - Diagrama do Momento Flector num arco com apoios encastrados

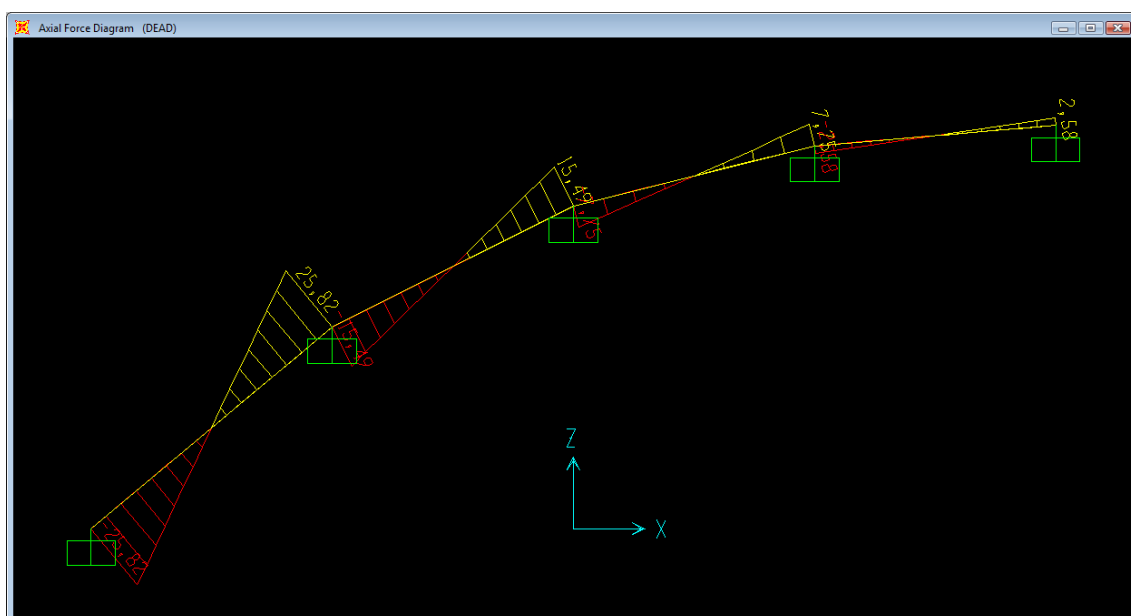


Figura 92 - Diagrama do Esforço Transverso num arco com apoios encastrados.

ANEXO III – Algoritmos da memória de cálculo do SAP2000

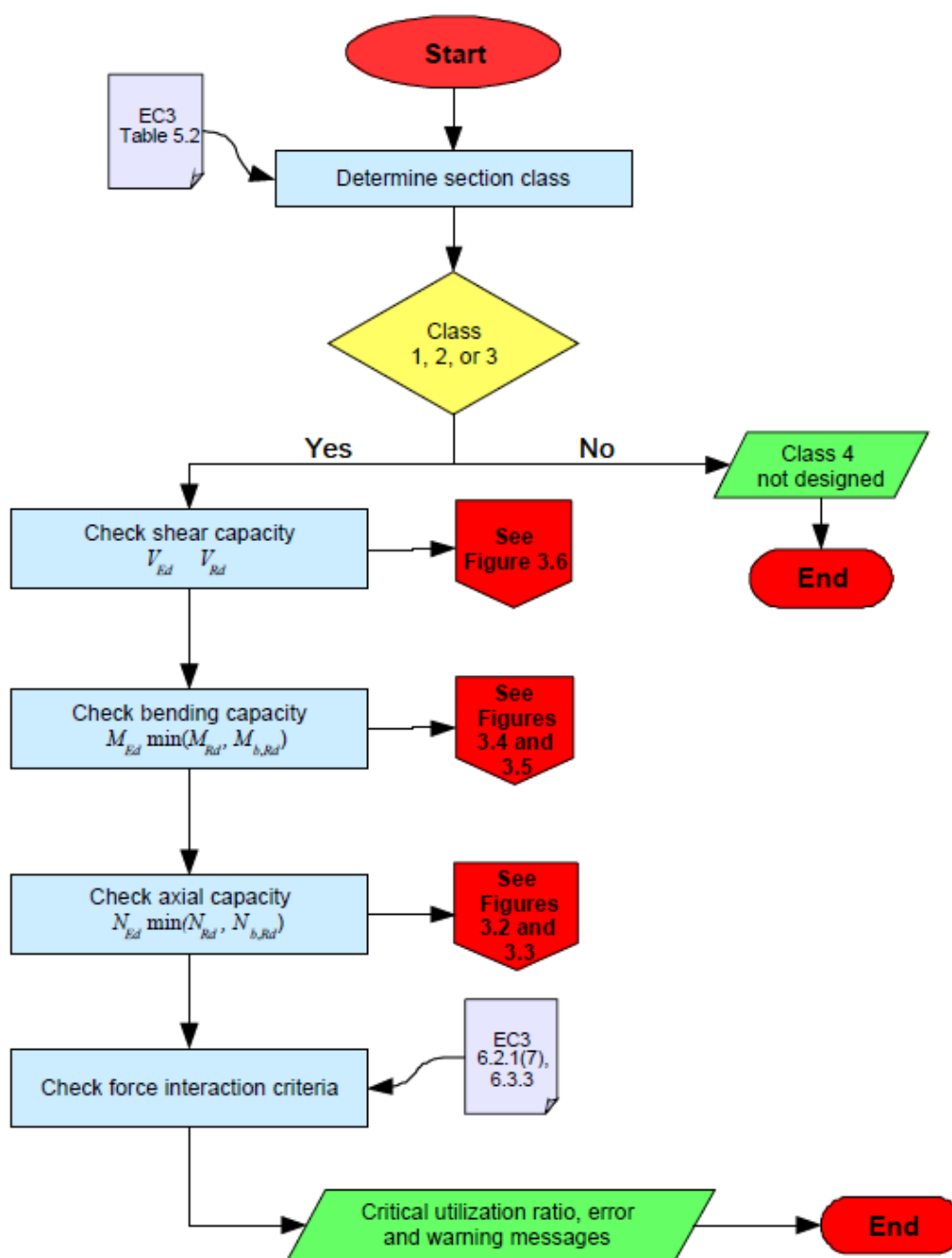


Figura 93 – Dimensionamento de elementos metálicos no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [39]

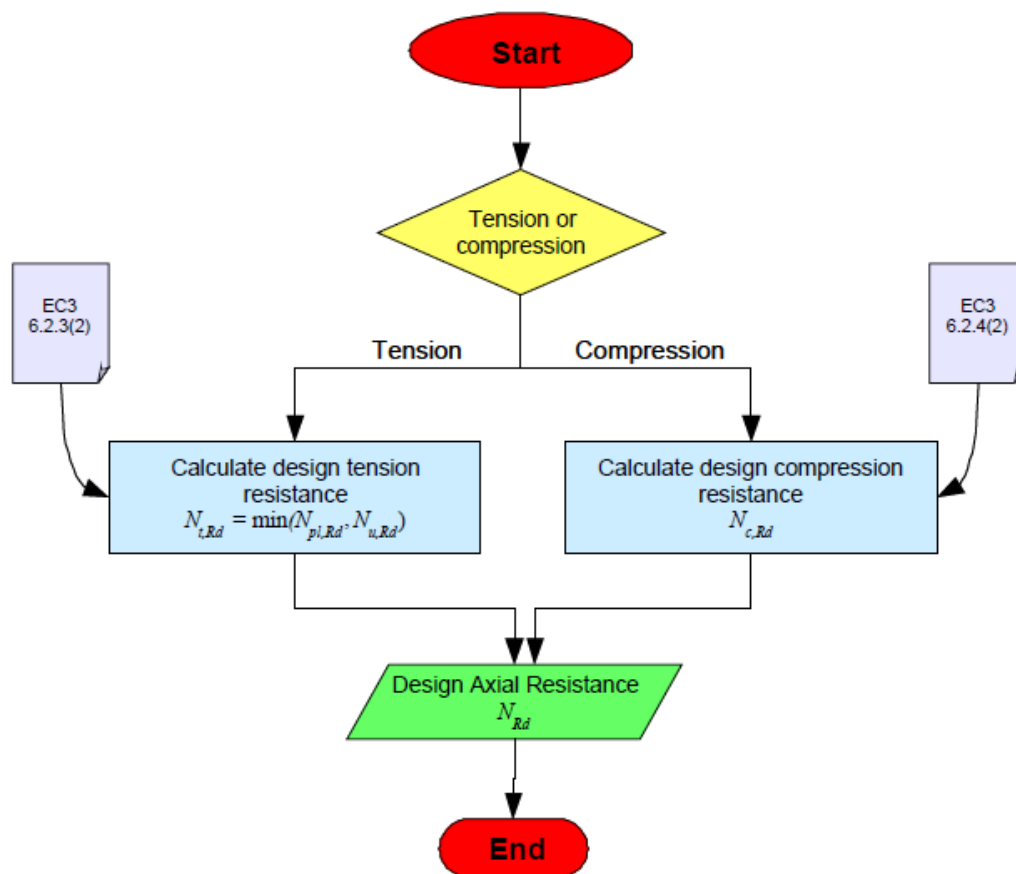


Figura 94 – Algoritmo de cálculo do esforço axial resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [39]

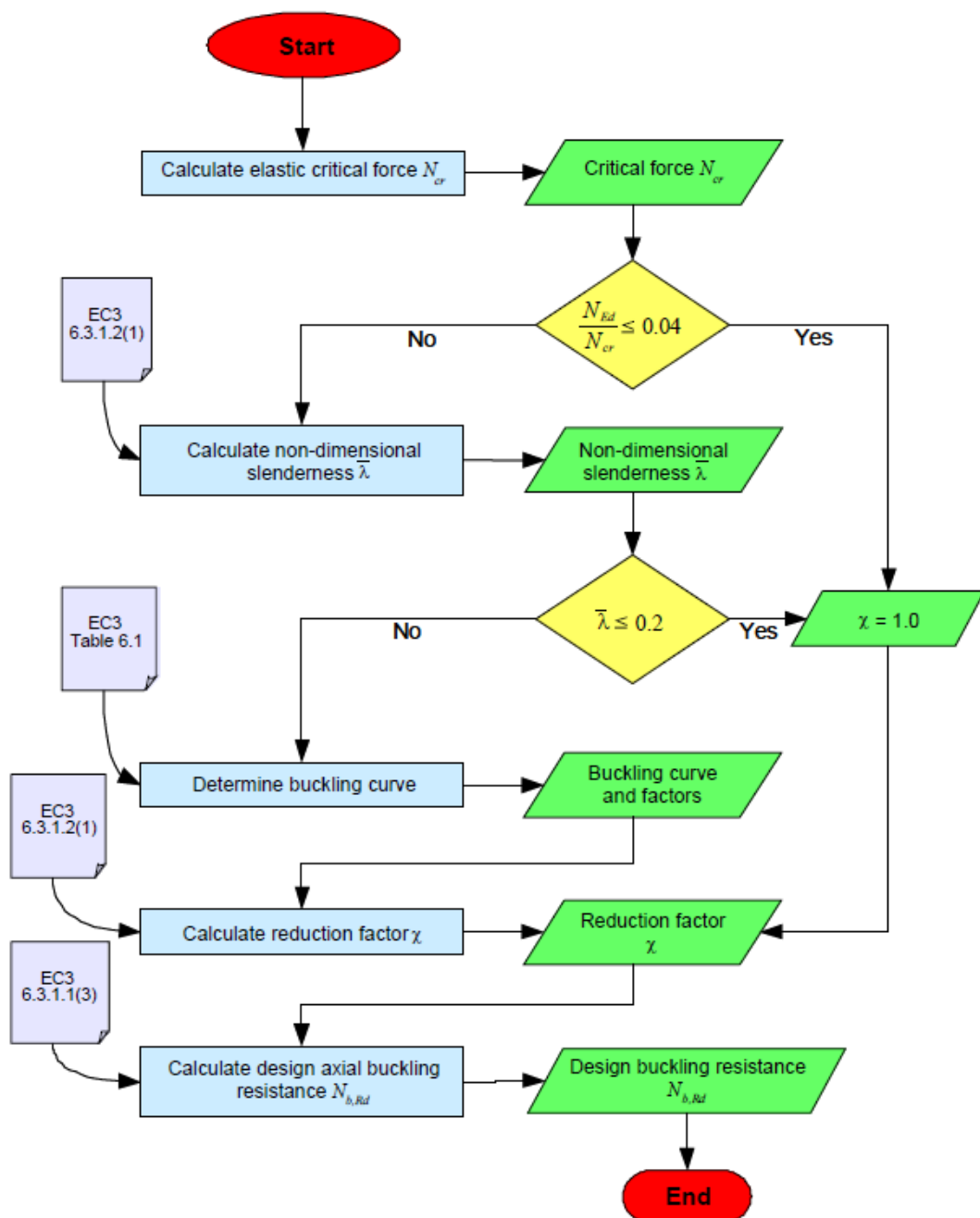


Figura 95 – Algoritmo de cálculo da resistência à encurvadura por flexão no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [39]

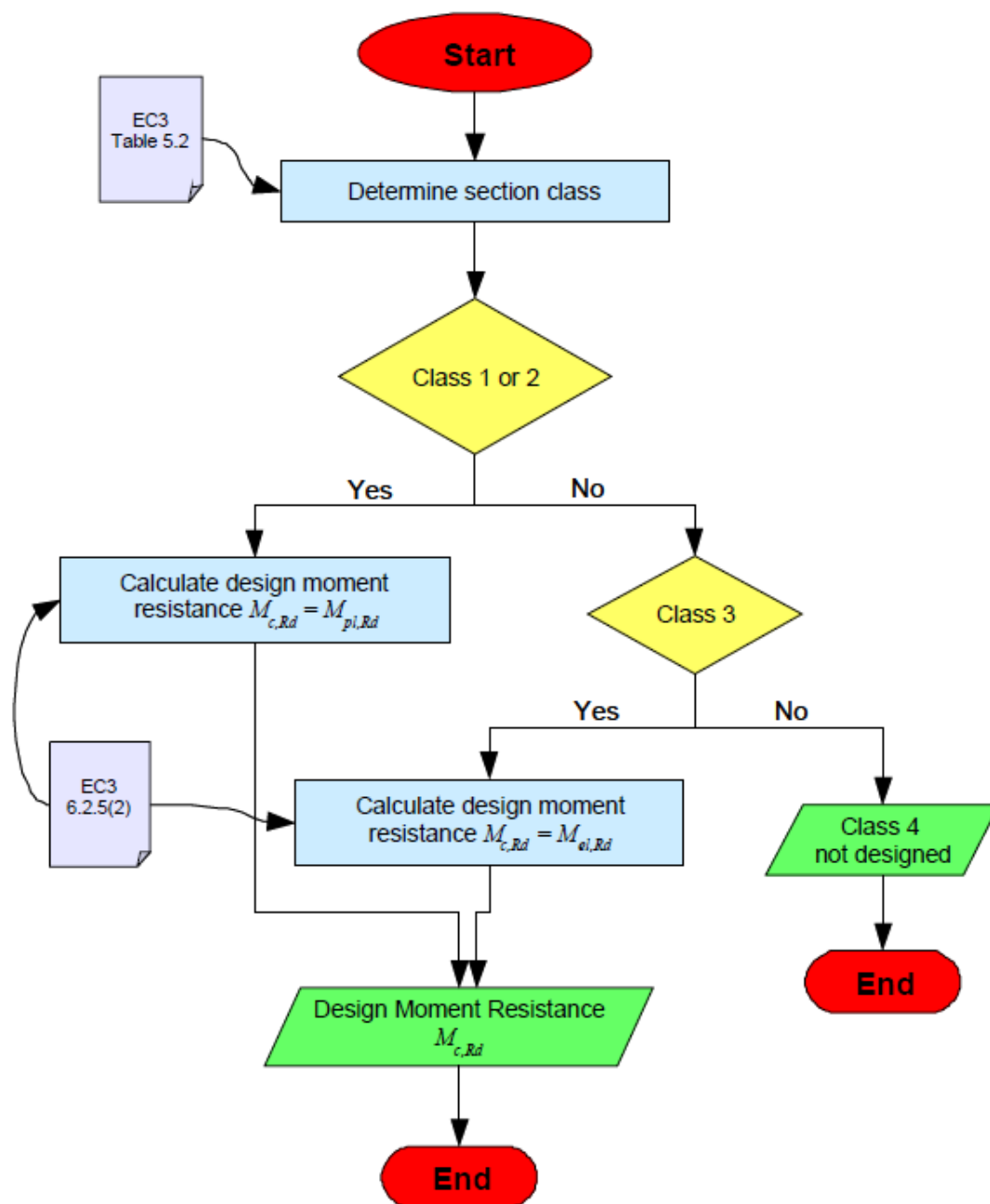


Figura 96 – Algoritmo de cálculo do momento flector resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3 [39]

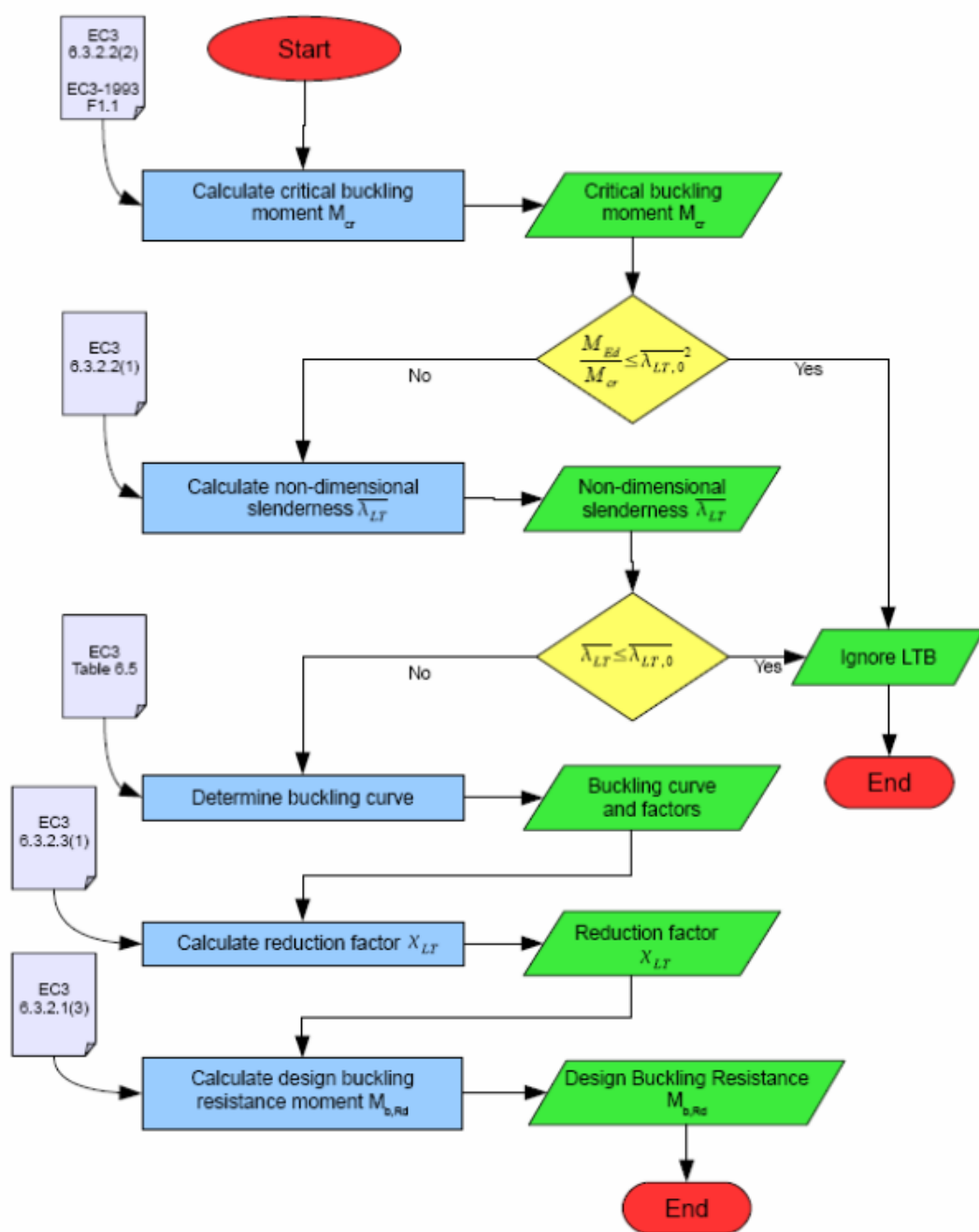


Figura 97 – Algoritmo de cálculo da resistência à encurvadura lateral por flexão-torção no programa SAP2000, de acordo com o EC3

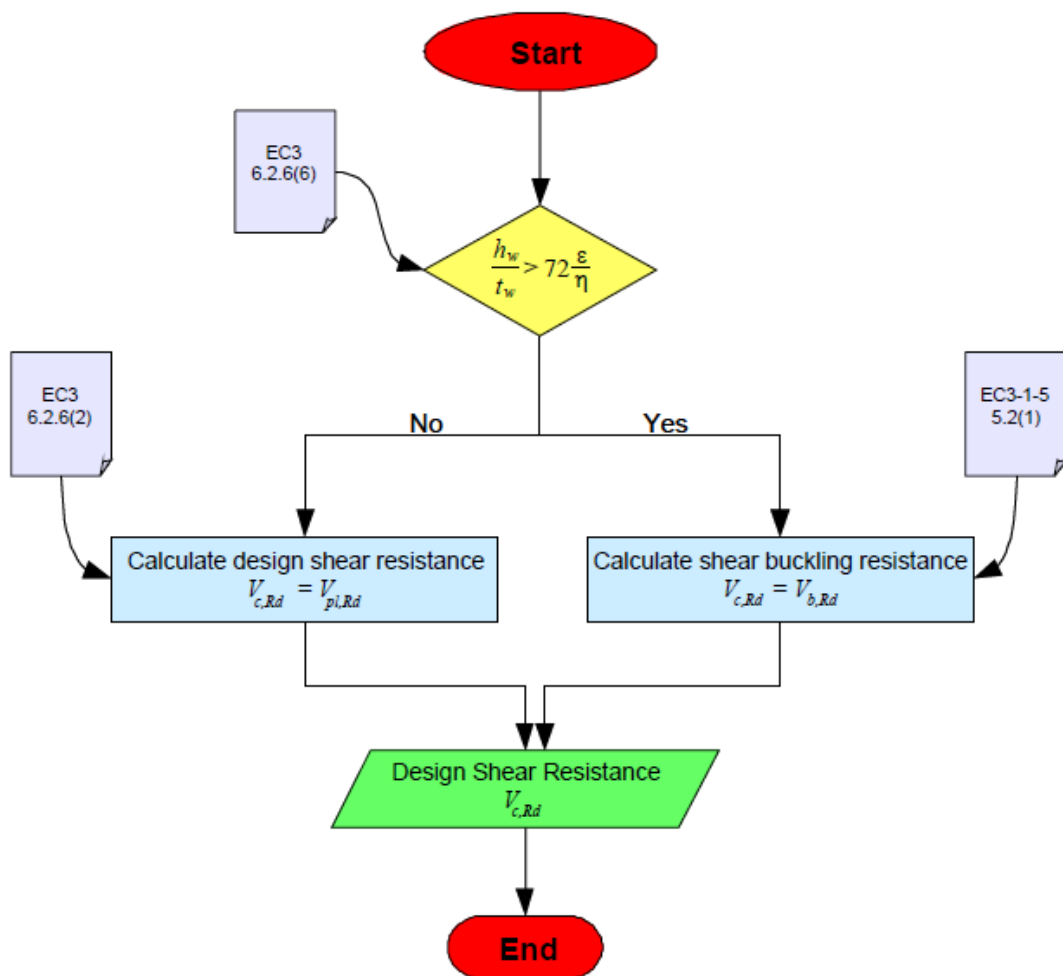


Figura 98 – Algoritmo de cálculo do esforço transversal resistente no programa SAP2000, de acordo com o EC3

ANEXO IV – Verificação da segurança pelo SAP2000

File

Units

KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : BASE (WEP + WIN) + TN

Units : KN, m, C

Frame : 1676

X Mid : -24,388

Y Mid : -3,863

Z Mid : 4,000

Length : 1,552

Loc : 0,776

Design Sect: TUB0160X160X17.5

Design Type: Beam

Frame Type : Moment Resisting Frame

Sect Class : Class 1

Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3

RLLF : 1,000

Area : 0,010

IMajor : 3,427E-05

IMinor : 3,427E-05

Ixy : 0,000

SMajor : 4,284E-04

SMinor : 4,284E-04

ZMajor : 5,357E-04

ZMinor : 5,357E-04

rMajor : 0,059

rMinor : 0,059

E : 210000000,00

Fy : 355000,000

AVMajor: 0,006

AVMinor: 0,006

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
0,776	-265,362	-93,177	-39,938	0,035	-0,022	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.61)	0,894	0,259	0,134	0,502	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Ned Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-265,362	1024,935	3541,125	1024,935	3541,125

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mu,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-93,177	190,174	190,174	190,174
Minor Moment	-39,938	190,174	190,174	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy Factor	kyz Factor	C1 Factor
Major Moment	1,000	5,000	1,207	0,947		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,060		0,636	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	0,035	1147,772	3,043E-05	OK	0,000
Minor Shear	0,022	1147,772	1,958E-05	OK	0,000

Figura 99 – Dimensionamento do anel mais esforçado através do SAP2000, de acordo com o EC3.

File										Units KN, m, C	
Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK											
Combo : BASE (WEP + WIP) + TP											
Units : KN, m, C											

File

Units

KN, m, C

Eurocode 3-2005 STEEL SECTION CHECK

Combo : BASE (WEP + WIN) + TN

Units : KN, m, C

Frame : 1652

X Mid : -27,142

Y Mid : -1,708

Z Mid : 2,000

Length : 6,238

Loc : 3,119

Design Sect: 2L100X75X12/0/

Design Type: Brace

Frame Type : Moment Resisting Frame

Sect Class : Class 3

Major Axis : 0,000 degrees counterclockwise from local 3

RLLF : 1,000

Area : 0,004

IMajor : 3,777E-06

IMinor : 3,425E-06

Ixy : 0,000

SMajor : 5,610E-05

SMinor : 4,567E-05

ZMajor : 1,027E-04

ZMinor : 7,987E-05

rMajor : 0,031

rMinor : 0,030

E : 210000000,00

Fy : 355000,000

AUMajor: 0,002

AUMinor: 0,001

STRESS CHECK FORCES & MOMENTS

Location	P	M33	M22	U2	U3	T
3,119	-3,221	-18,580	0,000	-0,160	0,000	0,000

PMM DEMAND/CAPACITY RATIO

Governing Equation	Total Ratio	P Ratio	MMajor Ratio	MMinor Ratio	Ratio Limit	Status Check
(6.2)	0,935	0,002	0,933	0,000	0,950	OK

AXIAL FORCE DESIGN

	Med Force	Nc,Rd Capacity	Nt,Rd Capacity	Nb33,Rd Major	Nb22,Rd Minor
Axial	-3,221	1396,215	1396,215	1396,215	1396,215

MOMENT DESIGN

	Med Moment	Mc,Rd Capacity	Mv,Rd Capacity	Mb,Rd Capacity
Major Moment	-18,580	19,914	19,914	19,914
Minor Moment	0,000	16,212	16,212	

	K Factor	L Factor	k Factor	kzy	kyz	C1 Factor
Major Moment	1,000	1,000	1,001	1,000		1,000
Minor Moment	1,000	1,000	1,001		1,001	

SHEAR DESIGN

	Ved Force	Vc,Rd Capacity	Stress Ratio	Status Check	Ted Torsion
Major Shear	0,160	491,902	0,000	OK	0,000
Minor Shear	0,000	306,209	0,000	OK	0,000

Figura 101 - Dimensionamento do contraventamento mais esforçado através do SAP2000, de acordo com o EC3.

BIBLIOGRAFIA

1. FULLER, R. B. Synergetics, Explorations on the Geometry of Thinking. New York: Disponível em <http://rwgrayprojects.com/synergetics/synergetics.html>, 2002.
2. VENDRAME, A. M. Contribuição ao estudo das cúpulas treliçadas utilizando elementos tubulares de aço - Dissertação de mestrado. São Paulo. 1999.
3. STEVENS, D. E.; ODOM, G. S. The Steel Framed Dome, 1964.
4. CEN. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, ENV 1993-1-1. Brussels: European Committee for Standardization, 1992.
5. CEN, Eurocode 0: Basis of Structural, EN 1990. Brussels: European Committee for Standardization, 2001.
6. CEN, Eurocode 1: Actions on Structures, EN 1991. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
7. SANTOS, L. B. Contribuições ao Estudo das Cúpulas Metálicas - Tese de Doutorado. São Paulo: Escola de Engenharia de São Paulo, 2005.
8. TIMOSHENKO, S. P.; WOINOWSKY, S. W. Theory of Plates and Shells: McGraw-Hill Book Company, 1959.
9. MAWOSKI, Z. S. Estructuras Spaciales. Madrid: McGraw-Hill, 1989.
10. MAKOWSKI, Z. S. Analysis, design and construction of braced domes. New York: Nichols Publishing Company, 1984.
11. KAHN, L. Cobijo (Shelter). Madrid: H. Blume Ediciones, 1979.
12. BAKER, S. J.; HEYMAN, J. Plastic Design of Frames Vol. 1 - Fundamentals. Cambridge: Cambridge University Press, 1969.
13. SILVA, L. S. D.; GERVÁSIO, H. Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas: Métodos Avançados. Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
14. CEN, Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-1: General rules and rules for buildings, EN 1993-1-1. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
15. CEN. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-5: Plated structural elements, EN 1991-1-5. Brussels: European Committee for Standardization, 2005.
16. REIS, A.; CAMOTIM, D. Estabilidade Estrutural. Lisboa: McGraw-Hill, 2000.
17. SADD, M. H. Elasticity - Theory, Applications and Numerics. Oxford, 2005.

18. QUEIROZ, G. Elementos das estruturas de aço. Belo Horizonte - MG: Publicado pelo autor, 1988.
19. SÁLES, J. J. Efeitos de segunda ordem em estruturas de aço. Anais da XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, pp. 349 - 356, 1997.
20. LAVALL, A. C. C. L. Uma formulação consistente para análise não-linear de pórticos planos de aço considerando imperfeições iniciais e tensões residuais. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1996.
21. RSA - Regulamento de Segurança a Acções para Estruturas de Edifícios e Pontes. Porto Editora, 1983.
22. CEN. Eurocode 7: Geotechnical Design. Brussels: European Committee for Standardization, 2001.
23. CEN. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance. Brussels: European Committee for Standardization, 2003.
24. BSI. BS 5950: Design, fabrication and erection of structural steelwork. London, 2000.
25. CEN. EN 10025 - Hot rolled products for structural steels. Brussels: European Committee for Standardization, 2004.
26. FARINHA, J. P. B.; FARINHA, M. B.; REIS, A. C. D. Tabelas técnicas. Lisboa: Edições Técnicas E.T.L, Lda, 2007.
27. SIMÕES, R. A. D. Manual de Dimensionamento de Estruturas Metálicas. Coimbra: CMM - Associação Portuguesa de Construção Metálica e Mista, 2007.
28. HORNE, M. R. An Approximate Method for Calculating the Elastic Critical Loads of Multystorey Plane Frames, v. 53, n. nº 6 (p. 242), 1975.
29. MAHFOUZ, S. Design Optimization of Structural of Structural Steelwork. Bradford: University of Bradford, 1999.
30. CLARK, J. W.; HILL, H. N. Lateral Buckling of Beams. Proceedings ASCE, Journal of the Structural Division, v. 68, 1960. ISBN ST7.
31. ECCS, T. C. 8. Stability - Rules for Member Stability in EN 1993-1-1: Background documentation and design guidelines, nº119, 2006.
32. AUTODESK® Robot™ Structural Analysis Professional. EUA, 2010.
33. INSTITUTE, T. S. C. Section Properties and Member Resistances to Eurocode 3 (UB, UC and Hollow Sections). Berkshire: Steel Construction Institute Press, 1997. ISBN ISBN 1 85942 037 0.

34. ALUCOBOND®. <http://www.alucobond.com/alucobond-start.html?&L=12>.
35. DIAS, R. J. Análise e Dimensionamento de Estruturas Metálicas Trelaçadas de Transporte de Energia Eléctrica de Acordo com o EC3 (EN) e a EN50341-1. Instituto Superior Técnico - Universidade Técnica de Lisboa, 2007.
36. © 2010 AUTODESK, I. AutoCAD®. EUA, 2010.
37. GEO-DOME. <http://www.geo-dome.co.uk/article.asp?uname=amazing>.
38. BORGES, L. Software NASCon para avaliação do comportamento de ligações metálicas. Coimbra: DEC - Universidade de Coimbra, 2007.
39. CSI - COMPUTERS AND STRUCTURES, I. Eurocode 3-1: 2005 Steel Frame Design Manual for SAP2000. Berkeley, California: CSI, 2009.
40. MESEGUER, J. Aerodinámica Civil - Cargos de viento en las edificaciones. Madrid: McGraw-Hill, 2001.
41. KURTZ, J.-P. Dictionary of Civil Engineering. New York: KluwerAcademic/plenum Publisheres, 2004.
42. VINNAKOTA, S. Steel Structures: Behavior and LRFD. Singapore: McGraw-Hill, 2007.
43. COOK, N. J. The designer's guide to wind loading of building structures. Part 1: Background, damage survey, wind data and structural classification. Garston: Butterworths, 1985.
44. NAGEIM, H. K. A.; T.J, M. Steel Structures - Practical Design Studies, third edition. Oxon: Spon Text, 2002.
45. GARDNER, L.; NETHERCOT, D. A. Designer's Guide to EN 1993-1-1, Eurocode 3: Design of steel structures general rules and rules for buildings. London: The Steel Construction Institute, 2005.
46. HASANÇEBİ, O.; ERDAL, F.; SAKA, M. P. Optimum Design of Geodesic Steel Domes Under Code Provisions Using Metaheuristic Techniques, Ankara, Turkey, 2009.
47. CEN. Eurocode 3: Design of Steel Structures, Part 1-8: Design of Joints, EN 1991-1-5. Brussels: European Committee of Standardization, 2005.
48. CSI. SAP2000 Basic Analysis Reference Manual. USA: CSI - Computers & Structures Inc., 2009.
49. SAKA, M. P. Optimum design of single layer network domes using harmony search method.